Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L1

TERMINAL ARRIVI – ADEGUAMENTO SISMICO
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

GRUPPO DI PROGETTAZIONE Raggruppamento Temporaneo di Professionisti	Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola Geologia: dott. Emanuele. Fresia Progettazione idraulica: ing. A. Cacciatori Project Manager: ing. Emanuela Perina CSP: arch. Elisabeth Foroni	Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti Progettazione Specialistica Impianti: ing. M. Bergami ing. D. Togni ing. E. Facchinetti
Direttore tecnico: Ing. Aeronaut. Carlos Berenguer López Responsabile sistemi di trasporto: Ing. Pedro Tena Calderón	Direttore tecnico: arch. E. Valle Progettazione architettonica: arch. Maria Camilla Valle arch. Leonardo Giovannozzi	Direttore tecnico e progettazione strutturale: ing. Gianluca Vallerini Coordinatore progettazione strutture: ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Discip	Tipo	Num	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L1	02	STR	RE	01	B	--	A	FEBBRAIO 2025	Emissione
								B	GIUGNO 2025	Recepimento indicazioni ente di verifica
								C		
								D		
NOME FILE	AI015P-E-L1-02-STR-RE-01-B							REDAZIONE		Ing. A. Balducci (rif. INCIDE)

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**

INTERVENTO FACENTE PARTE DEL Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Ferdinando Saracco	IL POST HOLDER DI AREA: OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco

Approvazione **ENAC**:

INDICE

1. PREMESSA 5
1.1. Il sistema di protezione sismica "torri dissipative" 6
1.2. Applicazioni 10
1.3. Descrizione dell'edificio 15
2. LIVELLO DI CONOSCENZA 16
2.1. Rilievo geometrico e strutturale 16
2.2. Indagini sui materiali esistenti 16
2.2.1. Calcestruzzo 16
2.2.2. Acciaio per armature – c.a. 18
2.2.3. Acciaio per armature – carpenteria metallica 19
3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DELLE TORRI DISSIPATIVE IMPIEGATE 21
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 24
5. MATERIALI 25
5.1. Cemento Armato 25
5.2. Acciaio per carpenteria metallica 25
5.3. Tirafondi 26
5.4. Bulloni 26
5.5. Ancoraggi chimici 26
5.6. Saldatura 26
5.7. Classe di esecuzione 26
6. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO 27
6.1. Vita nominale di progetto 27
6.2. Classe d'uso 27
6.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica 27
7. AZIONI VARIABILI SULLE STRUTTURE 28
7.1. Azione della neve 28
7.2. Azione del vento 30
7.3. Azione del sisma 31
7.3.1. Definizione degli accelerogrammi 33
7.4. Azione della temperatura 38
7.5. Combinazioni delle azioni 39
7.5.1. Masse per il calcolo delle azioni sismiche 39
7.5.2. Combinazione delle componenti dell'azione sismica 39
7.5.3. Combinazioni di carico 39
8. ANALISI DEI CARICHI 44
8.1. Pesi permanenti strutturali 44
8.2. Pesi permanenti non strutturali 44
8.3. Sovraccarichi 44
8.4. Carichi solaio di superfice 44
9. DESCRIZIONE MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO 46
9.1. Metodo di analisi 46
9.1.1. Analisi dinamica non lineare: "time history" 46
9.2. Interazione terreno-struttura 49
10. RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE STATO DI PROGETTO 50
10.1. Risultati delle Time History 50

10.2. Verifica struttura in acciaio esistente allo SLV – stato di fatto ... 58
10.3. Verifica in termini di spostamento: SLO – stato di progetto ... 59
10.4. Verifica struttura esistente allo SLV ζ_E=1,00 – stato di progetto ... 62
10.5. Verifica delle nuove strutture in acciaio delle torri ... 63
10.6. Verifica dei collegamenti torri – struttura esistente ... 66
10.7. Verifica basamento inferiore torri ... 72
10.8. Verifica basamento torri ... 74
10.9. Verifica pilastri d'angolo ... 76
10.10. Verifica baggiolo ... 78
10.11. Verifica platea di fondazione ... 81
10.12. Verifica pali di fondazione ... 84
10.12.1. Verifica a taglio ... 84
10.12.2. Verifica a flessione ... 87
11. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO ... 89
11.1. Tipo di analisi svolta ... 89
11.2. Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo ... 89
11.3. Affidabilità dei Codici di Calcolo ... 89
11.4. Modalità di presentazione dei risultati ... 89
11.5. Informazioni generali sull'elaborazione ... 90
11.6. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati e controlli ... 90
12. CONCLUSIONI ... 91

1. PREMESSA

La presente relazione è relativa al progetto definitivo di adeguamento sismico dell'aerostazione passeggeri dell'aeroporto di Lamezia Terme.

L'adeguamento è previsto con l'installazione in esterno di n.6 torri dissipative in acciaio (n.2 per ciascuno dei tre conci consecutivi che compongono l'intera aerostazione, che si collegano con pendoli rigidi alla struttura dell'edificio a quota degli ultimi due impalcati di piano; in tutte le torri i pendoli sono costituiti da profili HEB. La protezione delle strutture metalliche è garantita dalla zincatura a caldo. I basamenti delle torri sono a cavalletto in c.a. per non intralciare la percorribilità delle due strade di servizio e le zattere di fondazione sempre in c.a. saranno fondati su pali di grosso diametro.

Figura 1.1 – Vista aerea dell'edificio

La proposta progettuale si basa sull'applicazione di un sistema innovativo di protezione sismica degli edifici coperto dal brevetto dell'Ing. Alessandro Balducci (Structural protection system for buildings - Patent application n. WO2010EP62748 20100831 – Classification International E04H9/02 concessione italiana n.0001395591 class. E04H), pluripremiato con medaglia d'oro e riconoscimento di merito della Giuria Internazionale alla 41° edizione del Salone delle Invenzioni di Ginevra (Aprile 2013).

DIPLÔME

Inventions Genève

SALON INTERNATIONAL DES INVENTIONS

GENÈVE

Après examen, le Jury International a décidé

de remettre à: Alessandro BALDUCCI

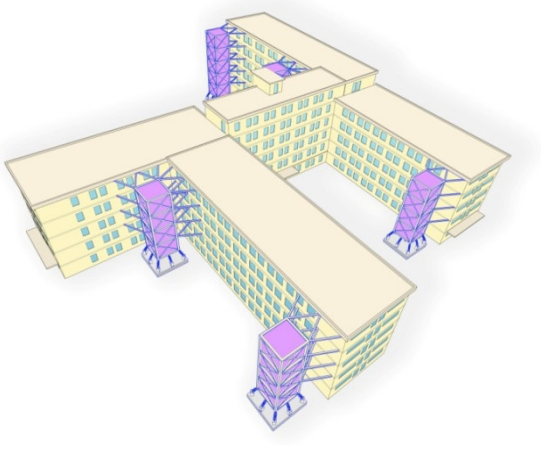
pour l'invention: Système innovativ pour protéger les bâtiments des séismes

MÉDAILLE D'OR
GOLD MEDAL
GOLDMEDAILLE

Genève, le 12 avril 2013

Le Président du Jury: David Raj

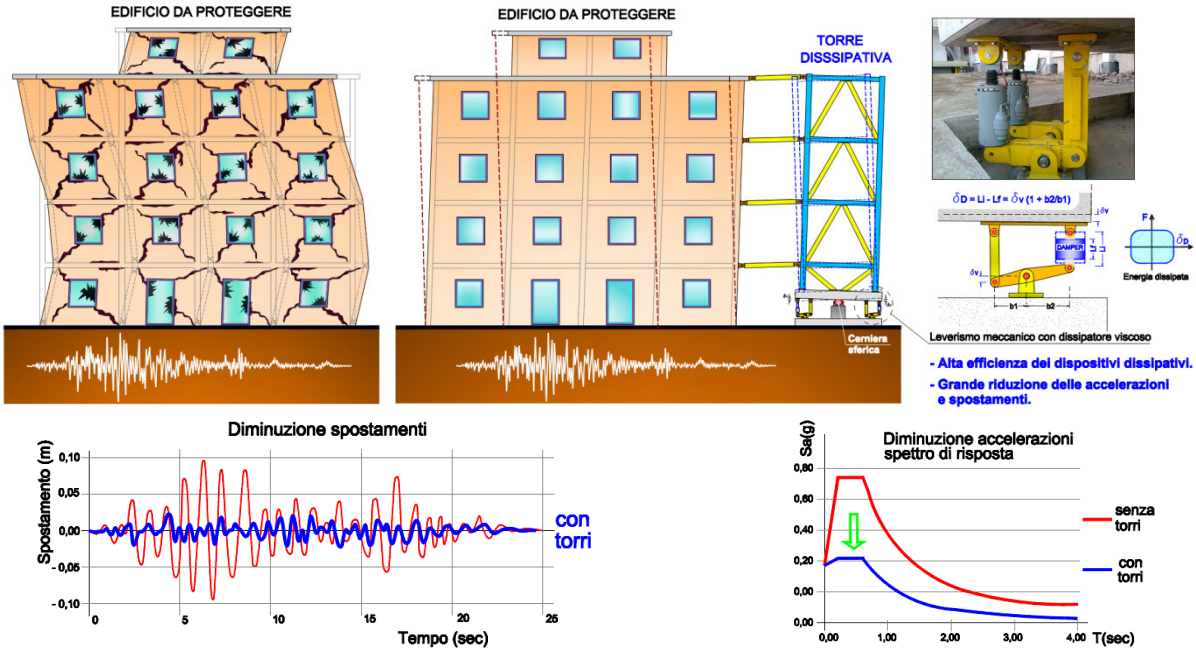
Le Président du Salon: Jean-Luc Vincent



Simulazione di intervento

Liceo "Varano" Camerino

Il sistema, particolarmente efficace per complessi scolastici e ospedalieri, prevede la realizzazione di torri dedicate alla protezione sismica, equipaggiate con dispositivi di dissipazione di energia, da disporre in modo opportuno all'esterno degli edifici stessi, senza interferire con gli spazi interni e senza interromperne la funzionalità.



La soluzione consiste nell'affiancare agli edifici esistenti un sistema di torri sismo-resistenti dissipative, equipaggiate con dispositivi di dissipazione dell'energia, collocate in maniera opportuna all'esterno degli edifici medesimi e connesse agli stessi a livello di piano, senza interferire con gli spazi interni e senza interromperne la funzionalità.

Le torri sono collegate con pendoli rigidi agli ultimi tre livelli dell'edificio e vincolate alla base su un appoggio centrale a cerniera sferica e su dispositivi di dissipazione di energia perimetrali. Al fine di esaltarne l'efficacia i dissipatori sono montati su manovellismi di amplificazione degli spostamenti e disposti radialmente in modo da risultare attivi in tutte le direzioni, per ogni movimento oscillatorio della torre. Il rientramento del sistema torre-edificio è garantito dalla forza di richiamo che l'edificio esistente può trasmettere grazie all'energia potenziale elastica immagazzinata. La capacità dissipativa complessiva del sistema "edificio – torri" è tale da garantire un livello di protezione sismica atto al conseguimento del pieno adeguamento del complesso con prestazioni ben superiori agli attuali standard di sicurezza previsti dalle normative vigenti, grazie allo sfruttamento ottimale dei dispositivi dissipativi posizionati alla base delle torri stesse.

1.1. Il sistema di protezione sismica "torri dissipative"

Il sistema a torri dissipative sismo-resistenti è nato proprio per rispondere alle esigenze di adeguare complessi edilizi di pubblica utilità, quali scuole o ospedali, eliminando i costi connessi all'interruzione ed al trasferimento delle attività in altre sedi e richiesti dai sistemi di protezione sismica tradizionali. La volumetria delle torri va inoltre ad aggiungersi a quella esistente e, quando possibile, può essere sfruttata per la realizzazione di scale, ascensori, cavedi per il passaggio degli impianti o nuovi spazi da adibire ad uffici, consentendo la rivalutazione del patrimonio.

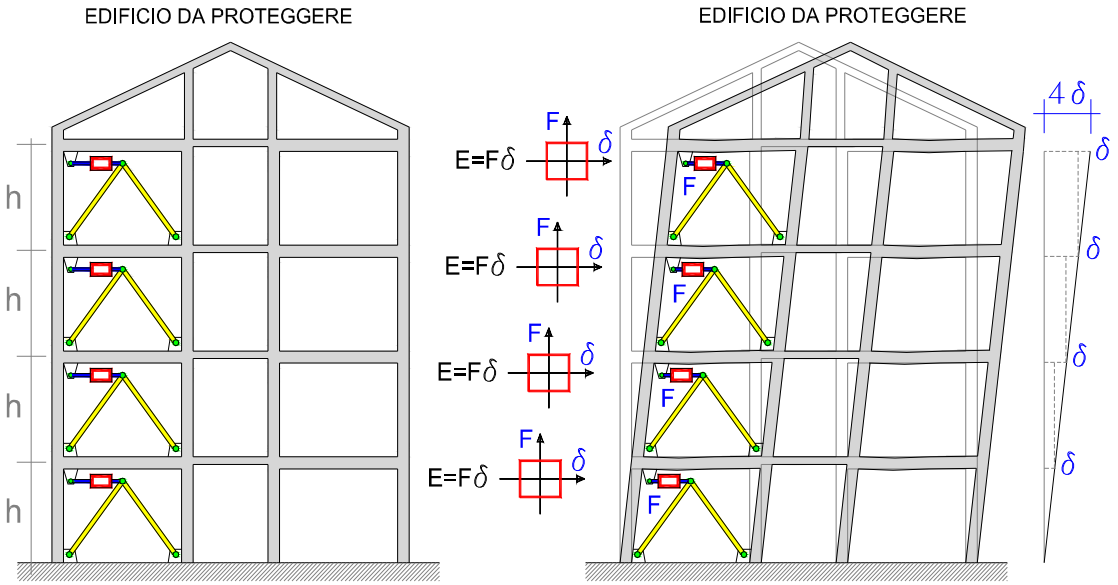
Il sistema a torri dissipative consente di sfruttare al massimo la capacità dei dispositivi di dissipazione; grazie alla loro collocazione alla base delle torri, i dissipatori non lavorano in funzione degli spostamenti relativi d'interpiano, come in un classico sistema a controventi dissipativi posti all'interno delle maglie

dei telai, bensì in funzione dello spostamento assoluto che si manifesta all'ultima elevazione.

Per evidenziare la maggiore efficienza in termini di energia dissipata si riporta un confronto tra un sistema classico di controventi dissipativi disposti nelle maglie dei telai ed il sistema a torri dissipative.

Nella figura seguente è riportato il caso di un edificio a quattro piani con dissipatori inseriti all'interno del telaio. Nell'ipotesi semplificativa di deformata trasversale lineare ($\delta\ costante$), l'energia dissipata vale:

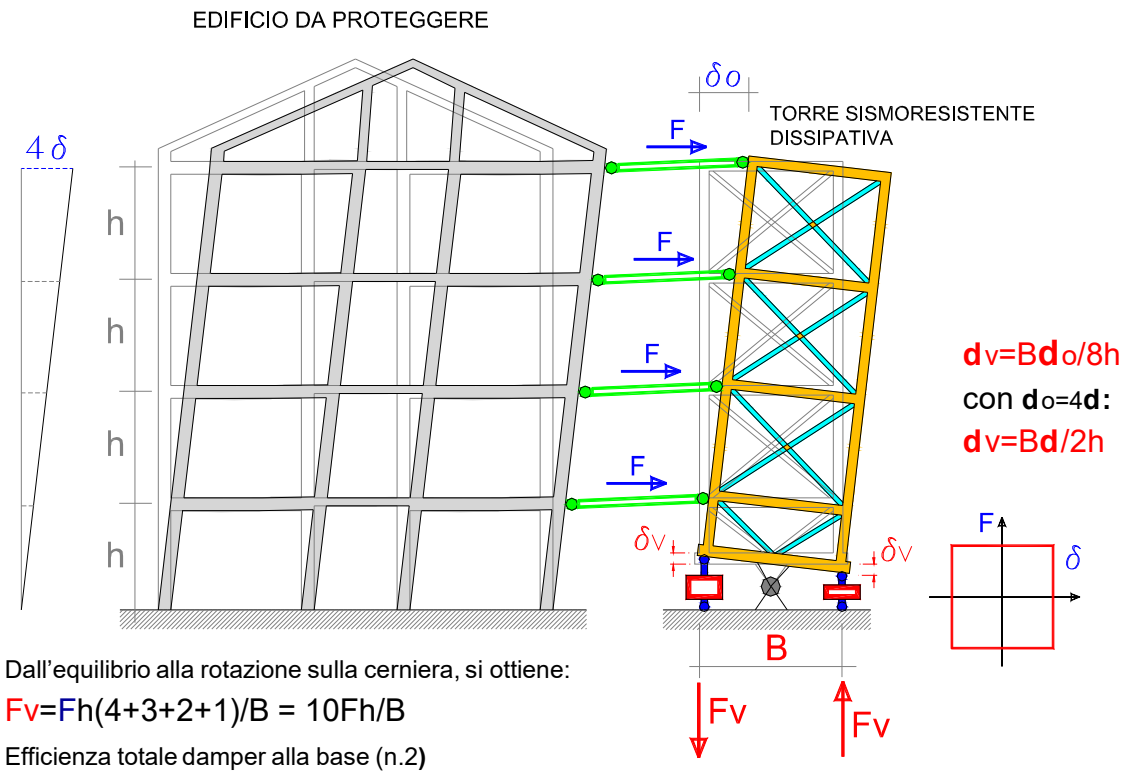
$$E_{ft} = F\delta \cdot (1 + 1 + 1 + 1) = 4F\delta$$



Controventi dissipativi all'interno delle maglie dei telai

Nell'immagine successiva è riportato il caso di protezione sismica con torri dissipative. Nell'ipotesi di torri infinitamente rigide, lo spostamento δ_v,δ_v che si manifesta sul dissipatore viscoso è funzione dello spostamento di sommità $\delta_o\delta_0$ e del rapporto B/H, dove B ed H sono rispettivamente la base e l'altezza della torre. Come mostrato in figura l'energia dissipata E_{ft} è pari a:

$$E_{ft} = 2 \cdot 10FB\delta/(B2h) = 10F\delta$$



Dall'equilibrio alla rotazione sulla cerniera, si ottiene:

Fv=Fh(4+3+2+1)/B = 10Fh/B

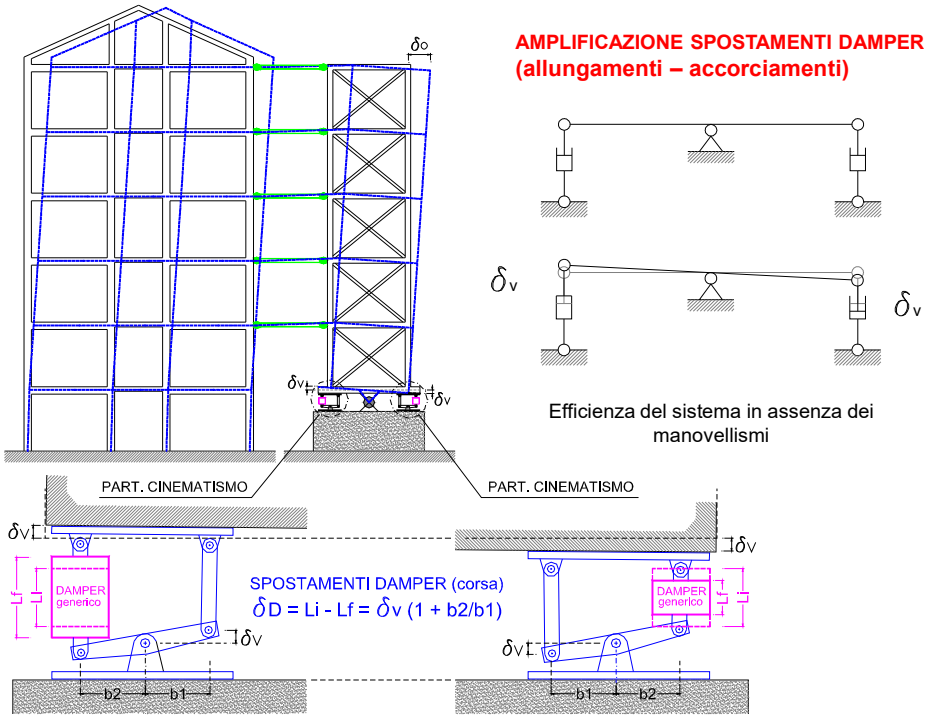
Efficienza totale damper alla base (n.2)

Torri dissipative

Nel caso in cui i dispositivi fossero disposti all'interno delle maglie delle torri l'efficienza dell'intervento risulterebbe inferiore e pari a quella valutata per i controventi interni ai telai.

Dal confronto dei due sistemi di protezione sismica degli edifici, emerge che il sistema a torri, per un edificio di quattro piani, ha un'efficienza, in termini di energia dissipata e quindi di protezione sismica, 2,5 volte superiore rispetto a quella di un sistema tradizionale.

L'efficienza del sistema proposto è garantita non solo dalla rigidezza delle torri, ma anche dal manovellismo utilizzato alla base delle torri per il collegamento delle stesse ai dissipatori.



Il manovellismo alla base delle torri

Il sistema meccanico di manovellismo introdotto alla base di ogni torre ha la funzione di amplificare gli spostamenti $\delta_v \delta_v$, così da ottenere un miglioramento generalizzato dell'efficienza dell'intervento con torri dissipative.

A parità di spostamento in sommità δ_o, con il sistema di manovellismo si ottiene uno spostamento sul dispositivo δ_v di gran lunga superiore a quello ottenuto in assenza di manovellismo. I dispositivi sono attivi sia a trazione che a compressione.

L'organizzazione planimetrica dei dispositivi è studiata in modo da garantire la massima efficienza al sistema. Per ottenere il massimo valore di spostamento $\delta\delta$ gli smorzatori vengono disposti in senso radiale sul perimetro esterno della torre, in modo da risultare efficaci per ogni movimento oscillatorio della torre.

Il ricentramento del sistema torre-edificio è garantito dalla forza di richiamo che l'edificio esistente può trasmettere grazie all'energia potenziale elastica immagazzinata.

L'applicazione del sistema a torri dissipative sismo-resistenti presenta numerosi vantaggi, quali:

- Incremento sostanziale della capacità delle strutture esistenti nei confronti delle azioni sismiche, che si traduce in un notevole abbattimento sia degli spostamenti che delle accelerazioni, preservando così non solo la struttura, ma anche i componenti non strutturali (murature, infissi, controsoffitti, impianti, ecc..) e le attrezzature, sensibili sia agli spostamenti che alle accelerazioni;

- Contenimento degli spostamenti orizzontali fino a pervenire a soluzioni strutturali in grado di fronteggiare i terremoti previsti dalle norme allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) mantenendo la struttura in campo elastico e quindi senza danneggiamenti ed interruzioni d'uso;

- La disposizione ottimale delle torri in pianta consente di regolarizzare il comportamento delle strutture in situazione sismica, prevenendo il manifestarsi di pericolosi accoppiamenti torsionali; le torri sono inoltre dotate di rigidezza tale da favorire la regolarizzazione della deformata trasversale degli edifici, spesso caratterizzata da un andamento ad “S” con spostamenti relativi massimi alle elevazioni seconda e terza dove si concentrano i danneggiamenti ai componenti non strutturali. Questo fenomeno è stato evidenziato anche dal recente terremoto di L’Aquila;

- La creazione alla base di ciascuna torre, di una zona completamente dedicata alla dissipazione di energia, permette di massimizzare l’efficienza dei dispositivi (nello specifico di tipo viscoso), nonché la loro facile ispezione e manutenzione, rispetto alle consuete applicazioni all’interno delle maglie strutturali di edifici esistenti;

- La piena rispondenza ai criteri di reversibilità dell’intervento, poiché intervenendo in esterno è possibile rimuovere le torri senza interferire con le strutture esistenti.

1.2. Applicazioni

Il sistema è stato applicato su tre importanti complessi ospedalieri quali l’Ospedale Regionale Torrette di Ancona, il Presidio Ospedaliero di San Vito al Tagliamento (PN) e l'Ospedale di Foggia, nonché sulla casa di cura per anziani "Villa Pigorini", traversetolo (PR); è stato applicato per la messa in sicurezza sismica di diversi edifici scolastici, quali: il Liceo Socio - pedagogico “B. Croce” di Avezzano (AQ), il Liceo Classico e Scientifico “Varano” di Camerino (MC), la Scuola Media "Capograssi" di Sulmona (AQ), la scuola primaria "Olmo di Riccio" di Lanciano (CH), il Liceo Scientifico Statale "E. Ferrari" di Cesenatico (FC), la Scuola Primaria e Secondaria “Carlo Ricci Spadoni" di Amandola (FM), la Scuola Primaria "C. Collodi" di Loreto (AN), l'ITIS "Enrico Fermi" di Modena, l'Istituto Tecnico Commerciale "J.Barozzi" sempre di Modena, la scuola Secondaria di primo grado “Ottavio Serena” di Altamura (BA) e l’istituto Comprensivo "G. De Rada" di Casalvecchio di Puglia (FG). E' stato inoltre applicato su due edifici industriali: il capannone "TexPoint" ubicato in frazione Bondeno, Gonzaga (MN; la palazzina uffici dello stabilimento "SAGI" di Ascoli Piceno (AP) e sono in corso di progettazione altri interventi soprattutto su edifici scolastici e ospedalieri.

Liceo Sociopedagogico B. Croce – Avezzano (AQ)

Liceo Scientifico Varano – Camerino (MC)

Scuola media Capograssi – Sulmona (AQ)

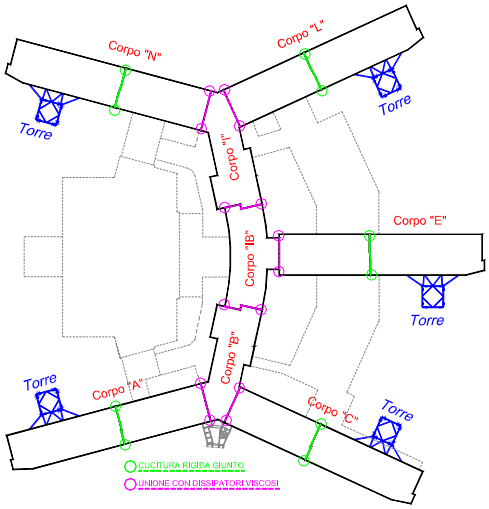
Liceo Scientifico E. Ferrari – Cesenatico (FC)

Capannone TexPoint - Gonzaga (MN)

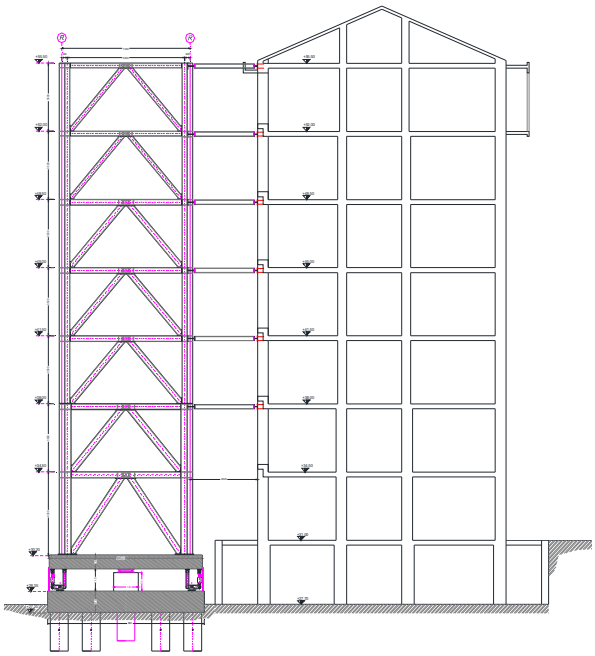
Palazzina uffici stabilimento SAGI – Ascoli Piceno(AP)

Con riferimento all'ambito ospedaliero (classe d'uso IV analoga all'edificio oggetto di studio), i lavori per l'adeguamento sismico dell'**Ospedale Regionale di Torrette di Ancona** sono attualmente in corso senza alcuna interruzione delle attività ospedaliere e prevedono complessivamente l'inserimento di cinque torri dissipative, da realizzare in due stralci, posizionate all'estremità delle ali, la cucitura dei cinque giunti presenti tra i due corpi delle singole ali e l'inserimento di dissipatori viscosi nei restanti sette giunti.

Vista aerea del complesso ospedaliero Torrette di Ancona



Disposizione planimetrica delle torri

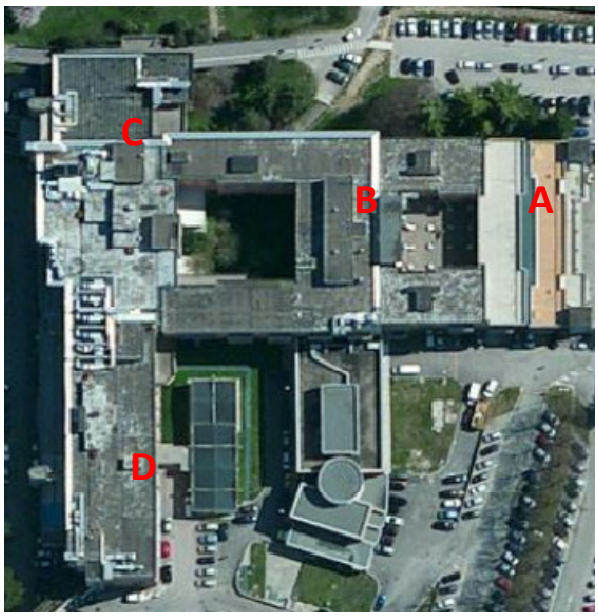


Sezione torre tipo

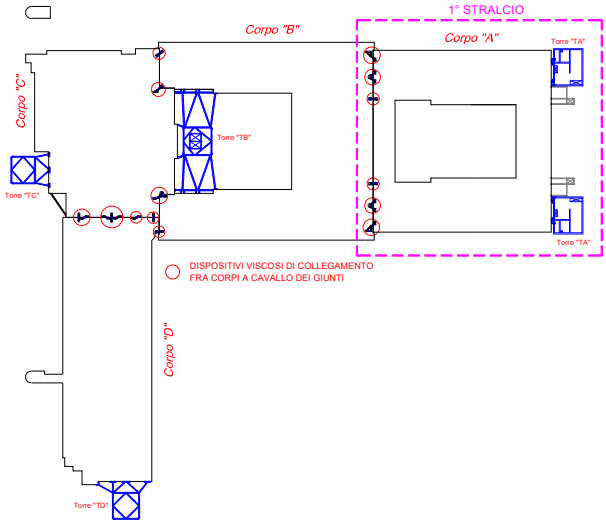
Torre in fase di realizzazione

Ospedale Regionale Torrette - Ancona

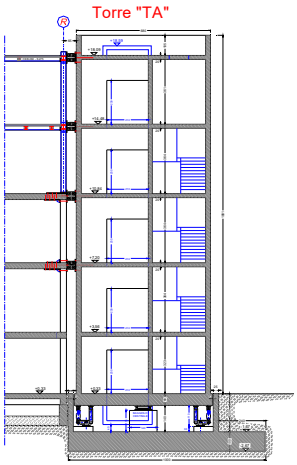
L'adeguamento sismico del **Presidio Ospedaliero di San Vito al Tagliamento (PN)** prevede complessivamente l'inserimento di 5 torri dissipative, due delle quali in c.a., e il collegamento con dispositivi dissipativi a cavallo dei giunti dei 4 corpi di fabbrica.



Vista aerea del complesso ospedaliero di San Vito al Tagliamento (PN)

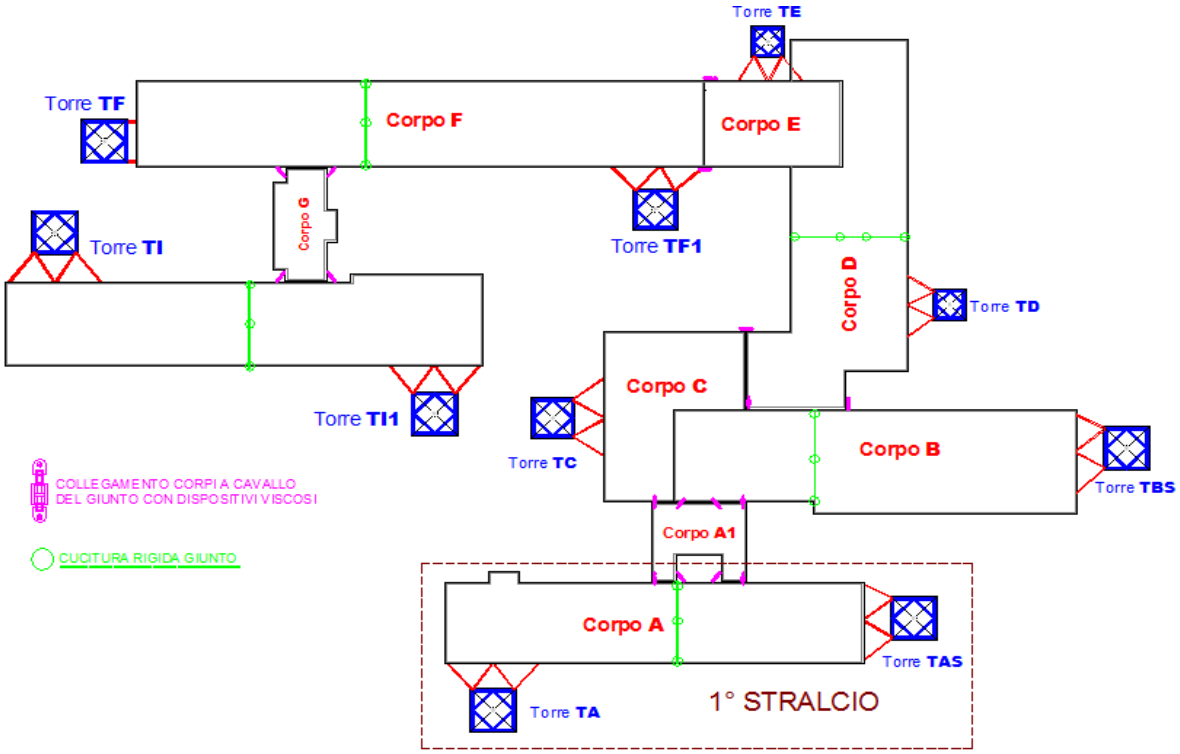


Disposizione planimetrica delle torri



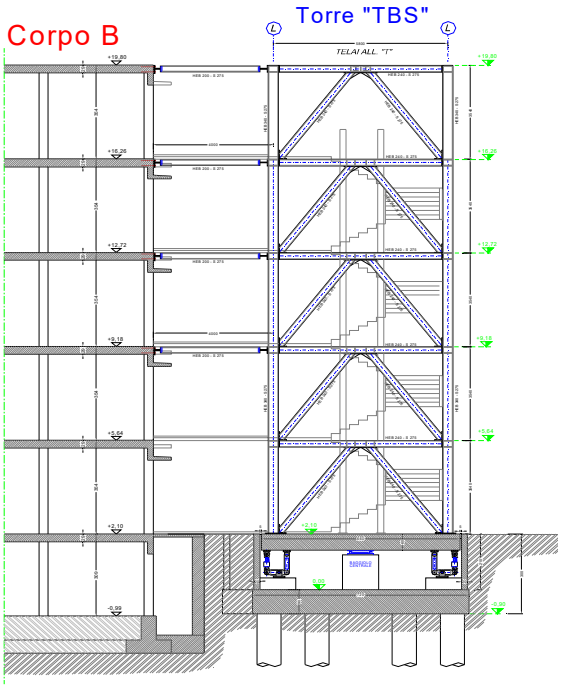
Ospedale di San Vito al Tagliamento (PN) - Sezione e immagini torri TA

L'adeguamento sismico del **complesso Maternità degli OO.RR. di Foggia** prevede complessivamente l'inserimento di 10 torri, la cucitura corpi contigui e inserimento dispositivi dissipativi a cavallo dei giunti fra edifici adiacenti. Attualmente sono in corso di realizzazione i lavori del primo stralcio e in fase di aggiudicazione i lavori di completamento



Disposizione planimetrica delle torri e dei collegamenti rigidi e dissipativi

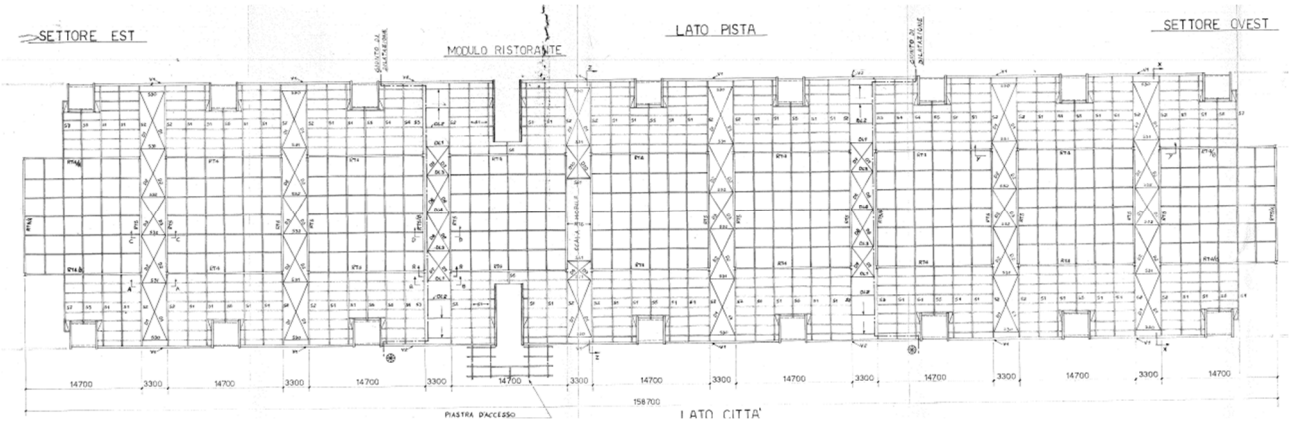
Le torri “TAS” e “TBS” hanno anche funzione di scale di emergenza, sulle torri “TBS” e “TC” vengono collocati i macchinari delle UTA mentre la torre “TI1” viene allestita per essere impiegata come spazio esterno a servizio del bar.

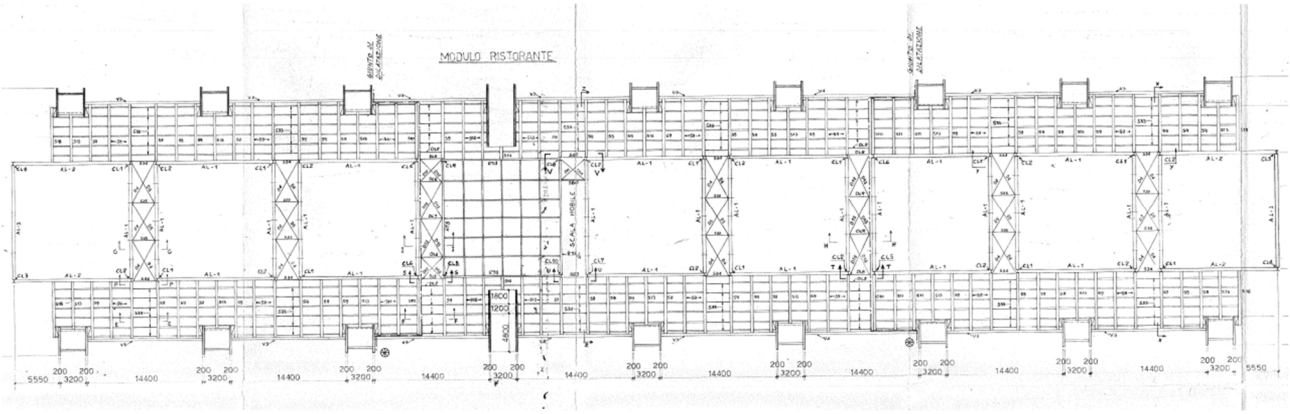


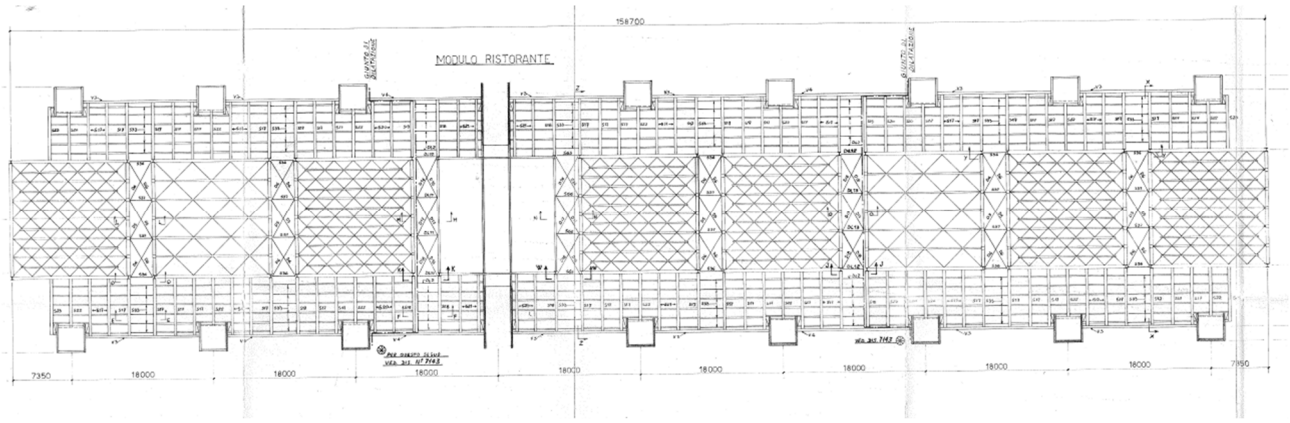
Ospedale di Foggia - torre tipo TBS

1.3. Descrizione dell'edificio

L'aerostazione è stata realizzata a metà degli anni '70 con una struttura mista in acciaio e c.a.. L'organismo è stato concepito in tre blocchi strutturali distinti, giuntati a livello d'impalcato, in maniera che ogni blocco comprenda 6 nuclei in c.a. orientati in senso trasversale perpendicolarmente alla pista di atterraggio. Le colonne sono del tipo HE mentre le travi sono del tipo HE, IPE e Vierenderel. Gli impalcati di piano sono realizzati con solai in lamiera grecata e cappa in c.a.. I tre blocchi sono dimensionalmente e strutturalmente similari fra loro; in particolare i due di estremità sono speculari identici, metro quello centrale (modulo ristorante) differisce di poco.







Carpenterie progetto originario - rispettivamente 1°, 2° e 3° ordine

2. LIVELLO DI CONOSCENZA

Per quanto riguarda le indagini e le prove sui materiali effettuate si rimanda alla relazione "indagini non distruttive e semi-distruttive su strutture" eseguita dal **Centro Tecnologico Meridionale "C.T.M"** (rapporto n.0050/16 del 05/05/2016) e successivo rapporto di indagini eseguito dalla **Istemi srl materials testing** (rapporto prot. 20240259 del 07/03/2024) effettuando il rilievo pacometrico delle armature dei setti in c.a. e le indagini non distruttive "son-reb" per la caratterizzazione meccanica del cls, il rilievo della carpenteria metallica e dei giunti, le indagini endoscopiche dei solai.

Le proprietà meccaniche dei materiali da utilizzare nelle analisi, sono desunte dai rapporti di prova e dai risultati delle prove di accettazione dei materiali risalenti all'epoca di costruzione quando presenti.

Il livello di conoscenza LC3 è stato acquisito con le seguenti operazioni:

- Rilievo geometrico e strutturale;
- Indagini e prove diagnostiche.

2.1. Rilievo geometrico e strutturale

È stato eseguito un approfondito rilievo geometrico-strutturale dell'intero edificio controllando le dimensioni degli elementi strutturali nonché gli interassi tra i telai. Nella maggior parte dei casi non è stato possibile rilevare direttamente tali misure ma esse sono state desunte in maniera indiretta sulla base degli spessori delle tamponature o per analogia con altri elementi posti nella stessa posizione planimetrica. Si fa presente che in alcuni casi gli elementi strutturali sono posizionati in ambienti non accessibili o chiusi all'interno di cavedi o tamponature interne. Sulla base dei rilievi eseguiti sono state redatte apposite tavole di rilievo.

2.2. Indagini sui materiali esistenti

In questo paragrafo si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzate nel modello di calcolo e nelle verifiche. Avendo raggiunto un Livello di Conoscenza LC3, le resistenze dei materiali saranno valutate con un fattore di confidenza FC=1,0.

2.2.1. Calcestruzzo

Di seguito si porta un estratto dell'esito delle prove a schiacciamento effettuate sulle carote prelevate (rapporto di prova eseguito dal Centro Tecnologico Meridionale "C.T.M") le indagini non distruttive (metodo son-reb) eseguite dal laboratorio Istem srl confermano i risultati delle carote.

RISULTATI PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI

PROVINO	DATA PRELIEVO	DIREZ. PRELIEVO	UBICAZ.	DATA PROVA	PESO	Ø	H/Ø	γ_c	R_u	F_c	TR	RE
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kg)	(mm)	(-)	(kN/m³)	(kN)	(N/mm²)	(-)	(-)
2AT	04/2016	O	Torre 2 setto A PT	26.04.16	1,82	100	1,0	23,17	150,30	19,14	A	SI
4BT	04/2016	O	Torre 4 setto B PT	26.04.16	1,87	100	1,0	23,81	215,70	27,46	A	SI
6BT	04/2016	O	Torre 6 setto B PT	26.04.16	1,81	100	1,0	23,05	144,90	18,45	A	SI
8AT	04/2016	O	Torre 8 setto A PT	26.04.16	1,74	100	1,0	22,15	171,70	21,86	A	SI
10BT	04/2016	O	Torre 10 setto B PT	26.04.16	1,79	100	1,0	22,79	151,10	19,24	A	SI
14BT	04/2016	O	Torre 14 setto B PT	26.04.16	1,84	100	1,0	23,43	170,30	21,68	A	SI

ANNOTAZIONI *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI *O: direzione prelievo orizzontale; V: direzione prelievo verticale; Ø: diametro del provino; H: altezza del provino dopo le operazioni di taglio; γ_c: peso specifico; F_c: resistenza cilindrica a compressione; R_u: resistenza totale; TR: Tipo di rottura (A: soddisfacente; B: non soddisfacente); RE: Rettifica dopo taglio mediante molatura o cappatura con malta di zolfo; ; ND: dato non dichiarato.*

RISULTATI PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI

PROVINO	DATA PRELIEVO	DIREZ. PRELIEVO	UBICAZ.	DATA PROVA	PESO	Ø	H/Ø	γ_c	R_u	F_c	TR	RE
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kg)	(mm)	(-)	(kN/m³)	(kN)	(N/mm²)	(-)	(-)
17AT	04/2016	O	Torre 17 setto A PT	26.04.16	1,81	100	1,0	23,05	160,10	20,38	A	SI
2B1	04/2016	O	Torre 2 setto B P1	26.04.16	1,79	100	1,0	22,79	161,90	20,61	A	SI
4A1	04/2016	O	Torre 4 setto A P1	26.04.16	1,62	100	1,0	20,63	221,40	28,19	A	SI
6B1	04/2016	O	Torre 6 setto B P1	26.04.16	1,83	100	1,0	23,30	186,70	23,77	A	SI
8B1	04/2016	O	Torre 8 setto B P1	26.04.16	1,73	100	1,0	22,03	114,80	14,62	A	SI
10A1	04/2016	O	Torre 10 setto A P1	26.04.16	1,83	100	1,0	23,30	193,00	24,57	A	SI

ANNOTAZIONI: *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI: *O: direzione prelievo orizzontale; V: direzione prelievo verticale; Ø: diametro del provino; H: altezza del provino dopo le operazioni di taglio; γ_c: peso specifico; F_c: resistenza cilindrica a compressione; R_u: resistenza totale; TR: Tipo di rottura (A: soddisfacente; B: non soddisfacente); RE: Rettifica dopo taglio mediante molatura o cappatura con malta di zolfo; ; ND: dato non dichiarato.*

RISULTATI PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI

PROVINO	DATA PRELIEVO	DIREZ. PRELIEVO	UBICAZ.	DATA PROVA	PESO	Ø	H/Ø	γ_c	R_u	F_c	TR	RE
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kg)	(mm)	(-)	(kN/m³)	(kN)	(N/mm²)	(-)	(-)
14B1	04/2016	O	Torre 14 setto B P1	26.04.16	1,84	100	1,0	23,43	148,30	18,88	A	SI
17A1	04/2016	O	Torre 17 setto A P1	26.04.16	1,87	100	1,0	23,81	239,80	30,53	A	SI
2A2	04/2016	O	Torre 2 setto A P2	26.04.16	1,70	100	1,0	21,65	136,40	17,37	A	SI
4A2	04/2016	O	Torre 4 setto A P2	26.04.16	1,87	100	1,0	23,81	321,30	40,91	A	SI
6A2	04/2016	O	Torre 6 setto A P2	26.04.16	1,81	100	1,0	23,05	271,60	34,58	A	SI
8A2	04/2016	O	Torre 8 setto A P2	26.04.16	1,78	100	1,0	22,66	185,30	23,59	A	SI

ANNOTAZIONI: *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI: *O: direzione prelievo orizzontale; V: direzione prelievo verticale; Ø: diametro del provino; H: altezza del provino dopo le operazioni di taglio; γ_c: peso specifico; F_c: resistenza cilindrica a compressione; R_u: resistenza totale; TR: Tipo di rottura (A: soddisfacente; B: non soddisfacente); RE: Rettifica dopo taglio mediante molatura o cappatura con malta di zolfo; ; ND: dato non dichiarato.*

RISULTATI PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI

PROVINO	DATA PRELIEVO	DIREZ. PRELIEVO	UBICAZ.	DATA PROVA	PESO	Ø	H/Ø	γ_c	R_u	F_c	TR	RE
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kg)	(mm)	(-)	(kN/m³)	(kN)	(N/mm²)	(-)	(-)
10B2	04/2016	O	Torre 10 setto B P2	26.04.16	1,74	100	1,0	22,15	188,70	24,03	A	SI
13B2	04/2016	O	Torre 13 setto B P2	26.04.16	1,87	100	1,0	23,81	199,90	25,45	A	SI
17B2	04/2016	O	Torre 17 setto B P2	26.04.16	1,81	100	1,0	23,05	165,50	21,07	A	SI

Per la resistenza media cubica a compressione è stato calcolato il valore $f_{cm} = 21{,}17\ N/mm^2$. Nel seguito si determinano le resistenze dei materiali in conformità a quanto prescritto al §C.8.5.4.2 ed al §C.8.7.2.2 delle NTC2018.

	Livello di conoscenza LC3 $FC = 1{,}00$
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 21{,}17\ N/mm^2$
Resistenza di progetto allo SLU meccanismi duttili	$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC} = 21{,}17$
Resistenza di progetto allo SLU meccanismi fragili	$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{\gamma_c \cdot FC} = 14{,}11\ N/mm^2$

Il modulo di elasticità E_c è determinato con il valore della resistenza cilindrica media e nelle analisi si è utilizzato un modulo del calcestruzzo ridotto per tener conto degli effetti della fessurazione:

$$E_c = 22.000[(f_{cm})/10]^{0,3} = 27551\ N/mm^2$$

$$E_{c_{ridotto}} = 0,60 \cdot E_c = 16530\ N/mm^2$$

2.2.2. Acciaio per armature – c.a.

Di seguito si porta un estratto dell'esito delle prove a trazione effettuate sulle barre prelevate.

RISULTATI PROVA DI TRAZIONE

PROVINO	DATA PRELIEVO	VERBALE PRELIEVO	$Ø_{NOMINALE}$	DATA PROVA	$Ø_{EFFETTIVO}$	f_Y	f_T	f_T/f_Y	f_Y/f_{YK}	L_0	L_U	A_5
(-)	(-)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(N/mm²)	(N/mm²)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(%)
											ALLUNGAMENTO	
2AT	04/2016	-----	12	02.05.16	11,93	549,41	665,74	1,21	1,28	60	70,10	16,83
4AT	04/2016	-----	12	02.05.16	12,22	508,23	619,09	1,22	1,18	60	72,15	20,25
7BT	04/2016	-----	12	02.05.16	12,35	505,93	614,46	1,21	1,18	60	73,50	22,50
10BT	04/2016	-----	12	02.05.16	12,30	515,32	624,79	1,21	1,20	60	70,50	17,50
14BT	04/2016	-----	12	02.05.16	12,43	505,96	613,09	1,21	1,18	60	70,85	18,08
17AT	04/2016	-----	12	02.05.16	12,31	510,62	619,80	1,21	1,19	60	70,20	17,00

ANNOTAZIONI: *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI: *f_Y: tensione di snervamento; f_T: tensione di rottura; f_{YK}: tensione caratteristica di snervamento; L_0: lunghezza tra i riferimenti prima dell'applicazione del carico; ND: dato non dichiarato; L_U: lunghezza tra i riferimenti dopo la rottura della provetta; A_5: allungamento percentuale a rottura;*

RISULTATI PROVA DI TRAZIONE

PROVINO	DATA PRELIEVO	VERBALE PRELIEVO	$Ø_{NOMINALE}$	DATA PROVA	$Ø_{EFFETTIVO}$	f_Y	f_T	f_T/f_Y	f_Y/f_{YK}	L_0	L_U	A_5
(-)	(-)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(N/mm²)	(N/mm²)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(%)
											ALLUNGAMENTO	
2B1	04/2016	-----	12	02.05.16	320,2	340	59,4	72,4	72,3	Positivo	48	60
6B1	04/2016	-----	12	02.05.16	334,6	352	60,4	73,4	73,15	Positivo	48	60
9B1	04/2016	-----	12	02.05.16	318,6	339	59,2	72,2	69,7	Positivo	48	60
10A1	04/2016	-----	12	02.05.16	332,4	344	59,2	72,2	69,1	Positivo	48	60
14A1	04/2016	-----	12	02.05.16	326,9	342	60,8	79,8	71,15	Positivo	48	60
17A1	04/2016	-----	12	02.05.16	293,8	334	55,6	66,8	71,05	Positivo	48	60

ANNOTAZIONI: *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI: *f_Y: tensione di snervamento; f_T: tensione di rottura; f_{YK}: tensione caratteristica di snervamento; L_0: lunghezza tra i riferimenti prima dell'applicazione del carico; ND: dato non dichiarato; L_U: lunghezza tra i riferimenti dopo la rottura della provetta; A_5: allungamento percentuale a rottura;*

RISULTATI PROVA DI TRAZIONE

PROVINO	DATA PRELIEVO	VERBALE PRELIEVO	$Ø_{NOMINALE}$	DATA PROVA	$Ø_{EFFETTIVO}$	f_Y	f_T	f_T/f_Y	f_Y/f_{YK}	L_0	L_U	A_5
(-)	(-)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(N/mm²)	(N/mm²)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(%)
											ALLUNGAMENTO	
3B2	04/2016	-----	12	02.05.16	12,00	518,36	633,36	1,22	1,21	60	71,90	19,83
4A2	04/2016	-----	12	02.05.16	12,07	536,82	650,48	1,21	1,25	60	71,75	19,58
8A2	04/2016	-----	12	02.05.16	12,33	510,47	619,26	1,21	1,19	60	70,05	16,75
10A2	04/2016	-----	12	02.05.16	11,95	540,44	656,38	1,21	1,26	60	71,90	19,83
14A2	04/2016	-----	12	02.05.16	12,10	535,89	648,98	1,21	1,25	60	70,75	17,92
17B2	04/2016	-----	12	02.05.16	12,36	505,28	613,68	1,21	1,18	60	72,05	20,08

ANNOTAZIONI: *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI: *f_Y: tensione di snervamento; f_T: tensione di rottura; f_{YK}: tensione caratteristica di snervamento; L_0: lunghezza tra i riferimenti prima dell'applicazione del carico; ND: dato non dichiarato; L_U: lunghezza tra i riferimenti dopo la rottura della provetta; A_5: allungamento percentuale a rottura;*

Le caratteristiche meccaniche delle barre di armatura corrispondono all'acciaio FeB44K, il quale ha le seguenti caratteristiche:

$$f_{ym} = 430\ MPa$$

$$f_{tm} = 540\ MPa$$

	Livello di conoscenza LC3 $FC = 1{,}00$
Resistenza di progetto allo SLU meccanismi duttili	$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC} = 430\ N/mm^2$
Resistenza di progetto allo SLU meccanismi fragili	$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_c \cdot FC} = 373{,}91\ N/mm^2$

2.2.3. Acciaio per armature – carpenteria metallica

Di seguito si porta un estratto dell'esito delle prove a trazione effettuate sulle provini di acciaio prelevati.

RISULTATI PROVA DI TRAZIONE

PROVINO	DATA PRELIEVO	VERBALE PRELIEVO	TIPO	DATA PROVA	a	b	f_Y	f_T	f_T/f_Y	L_0	L_U	A_5
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(N/mm²)	(N/mm²)	(-)	(mm)	(mm)	(%)
											ALLUNGAMENTO	
AT	04/2016	-----	L150 10-A	03.05.16	14,75	20,00	422,03	572,88	1,36	80	103,95	29,94
BT	04/2016	-----	IPE500 10-11	03.05.16	9,50	20,00	415,79	531,58	1,28	80	103,55	29,44
CT	04/2016	-----	IPE140 10-11	03.05.16	5,30	19,75	343,92	404,11	1,18	80	104,00	30,00
DT	04/2016	-----	IPE400 10-11	03.05.16	8,35	19,75	371,11	440,23	1,19	80	103,25	29,06
ET	04/2016	-----	HEM 300 10-11	03.05.16	21,30	19,70	266,91	367,01	1,38	80	113,40	41,75
FI	04/2016	-----	L150 4(A)-13(A)	03.05.16	14,80	19,85	418,68	571,86	1,37	80	106,10	32,63

ANNOTAZIONI: *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI: *f_Y: tensione di snervamento; f_T: tensione di rottura; a: spessore provino; b: larghezza parte calibrata del provino; L_0: lunghezza tra i riferimenti prima dell'applicazione del carico; ND: dato non dichiarato; L_U: lunghezza tra i riferimenti dopo la rottura della provetta; A_5: allungamento percentuale al carico di rottura.*

RISULTATI PROVA DI TRAZIONE

PROVINO	DATA PRELIEVO	VERBALE PRELIEVO	TIPO	DATA PROVA	a	b	f_Y	f_T	f_T/f_Y	L_0	L_U	A_g
(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(mm)	(mm)	(N/mm²)	(N/mm²)	(-)	(mm)	(mm)	(%)
											ALLUNGAMENTO	
G1I	04/2016	-----	HEB 300 11A	03.05.16	5,50	19,75	261,45	397,70	1,52	80	102,60	28,25
G2I	04/2016	-----	HEB 300 11A	03.05.16	4,30	19,70	278,60	411,99	1,48	80	100,10	25,13
HII	04/2016	-----	II 2400 4-13(B)	03.05.16	10,25	19,80	332,59	475,49	1,43	80	104,45	30,56
LII	04/2016	-----	HEB 300 4(A)	03.05.16	11,65	19,90	269,59	390,36	1,45	80	104,80	31,00
MII	04/2016	-----	HEA 300 15	03.05.16	13,50	20,00	290,74	416,67	1,43	80	108,00	35,00

ANNOTAZIONI *Prelievo dei campioni in opera effettuato dai Tecnici del Laboratorio. Ubicazione: Vedi rapporto di prova 050/16 del 05/05/2016.*

LISTA ACRONIMI *f_Y: tensione di snervamento; f_T: tensione di rottura; a: spessore provino; b:larghezza parte calibrata del provino; L_0: lunghezza tra i riferimenti prima dell'applicazione del carico; ND: dato non dichiarato; L_U: lunghezza tra i riferimenti dopo la rottura della provetta; A_g: allungamento percentuale al carico di rottura.*

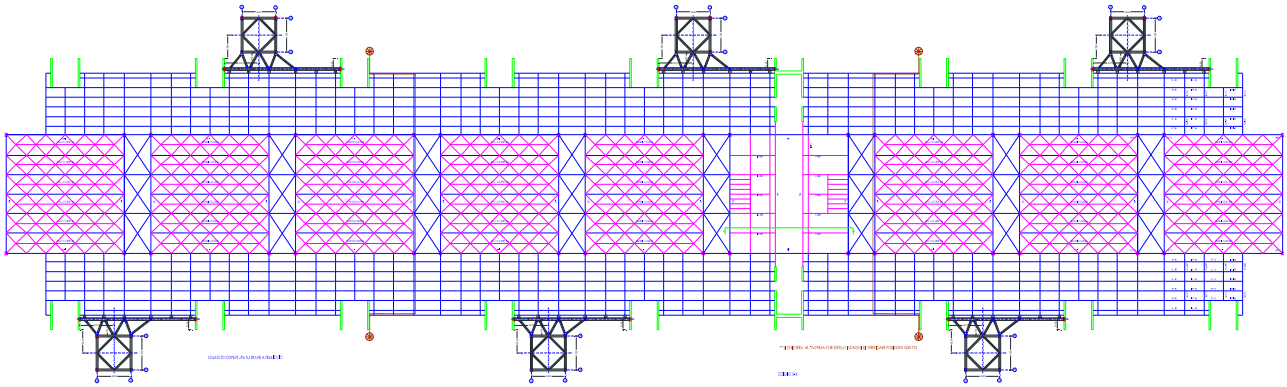
Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria corrispondono al moderno S275, il quale ha le seguenti caratteristiche:

$$f_{ym} = 275\ MPa$$
$$f_{tm} = 430\ MPa$$

	Livello di conoscenza LC3 $\mathrm{FC} = 1{,}00$
Resistenza di progetto allo SLU meccanismi duttili	$\mathrm{f_{yd}} = \frac{f_{ym}}{FC} = 275\ \mathrm{N/mm^2}$
Resistenza di progetto allo SLU meccanismi fragili	$\mathrm{f_{yd}} = \frac{\mathrm{f_{ym}}}{\gamma_c \cdot FC} = 261{,}90\ \mathrm{N/mm^2}$

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO E DELLE TORRI DISSIPATIVE IMPIEGATE

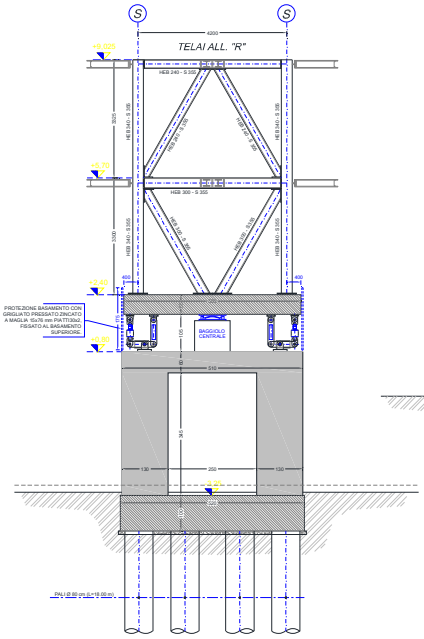
Il progetto di adeguamento sismico consiste nell'inserimento di 6 torri dissipative uguali fra loro e disposte come in figura sottostante, senza interferire significativamente con gli spazi esterni utilizzati e atte a garantire un notevole livello di protezione sismica.



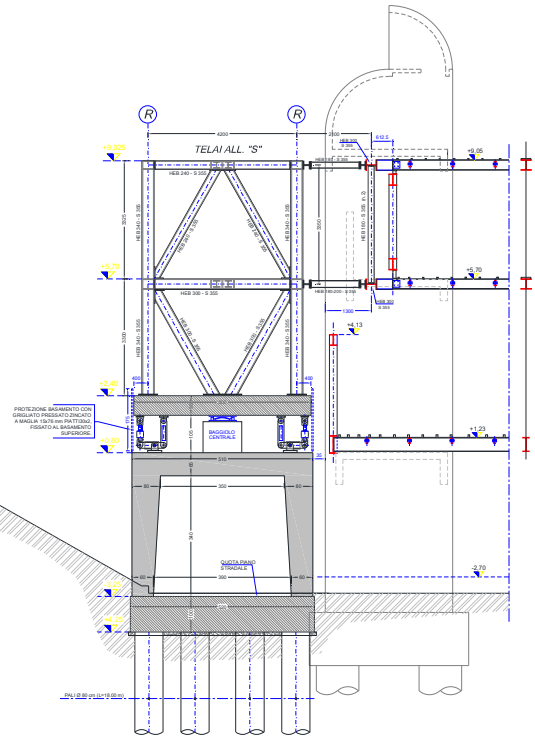
Carpenteria piano tipo con individuazione dell'intervento.

Le torri hanno un ingombro in pianta pari a 4,20 x 4,20 m in asse ai montanti verticali. La generica torre è composta da montanti verticali realizzati con profili HEB 340, traversi con HEB300, diagonali di facciata HEB 300 per la prima elevazione e con HEB240 per la seconda, e controventi diagonali di piano in profili HEB 180. La torre si ancora con schema pendolare agli ultimi due impalcati tramite una trave ausiliaria HEB 300, disposta in orizzontale, fissata alle pareti in c.a. di due nuclei consecutivi ed in testa alle travi principali trasversali in profili HEA 300 degli impalcati di piano, mediante tronchetti metallici. Il basamento della torre è concepito con una robusta e rigida struttura a cavalletto in c.a., dell'altezza pari a circa quella della prima elevazione dell'aerostazione, che consente il sottostante transito di mezzi senza interrompere la percorribilità delle due strade di servizio longitudinali all'aerostazione stessa.

Di seguito si riporta la sezione della torre.



STRALCIO CARPENTERIA SEZ. LONGITUDINALE TORRE TIPO (1:50)
Telai allineamenti "R"

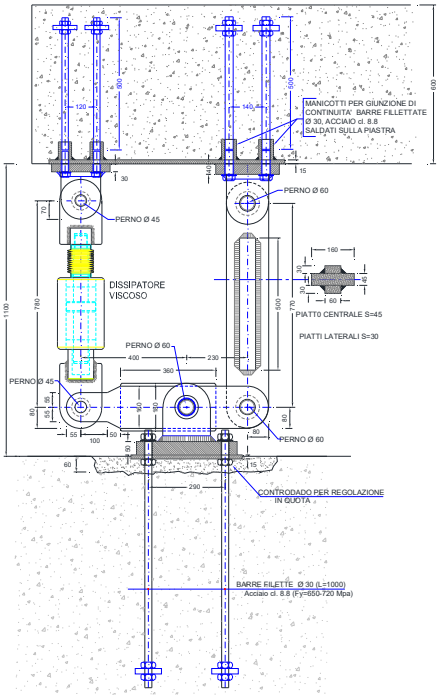


STRALCIO CARPENTERIA SEZ. TRASVERSALE TORRE TIPO (1:50)
Telai allineamenti "S"

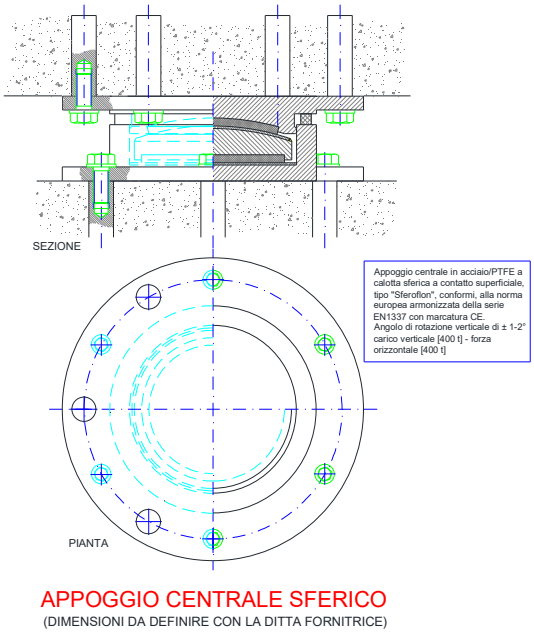
Le fondazioni delle due torri sono di tipo profondo su pali ($\phi 80$) e lunghezza 20 m che si intestano sulla zattera di fondazione.

Ciascuna torre è equipaggiata con dispositivi dissipativi montati su manovellismo meccanico in numero pari a 8. I dispositivi delle torri sono capaci di reagire con una forza massima di 280 kN per uno scorrimento totale di 100 mm (±50 mm). Ciascun dissipatore viscoso, a doppio effetto, sarà marcato CE secondo quanto indicato dalla norma europea EN 15129:2009.

Tutti i componenti delle torri e i rispettivi collegamenti vengono dimensionati con le massime azioni ottenute dalle analisi per le combinazioni sismiche allo SLV, mantenendosi puramente in regime elastico; mentre nell'ottica di una sorta di gerarchia i componenti meccanici delle torri (manovellismi e dispositivi dissipativi) vengono verificati allo SLC.



Particolare del sistema di manovellismo



Particolare appoggio sferico tipo

I tre conci che compongono strutturalmente l'intera aerostazione sono molto simili fra loro, sia dimensionalmente che per distribuzione di massa e rigidezza; praticamente i due di estremità sono uguali mentre quello centrale differisce di poco. Pertanto i comportamenti dal punto di vista sismico saranno altrettanto uguali/simili e l'intervento di protezione con due torri contrapposte per ciascun concio condurrà ad analisi strutturali praticamente simili se non uguali, senza interferenze significative a cavallo dei giunti. Tuttavia, per evitare a cavallo dei giunti eventuali fenomeni di interazione con possibile martellamento per terremoti severi allo SLV, l'intervento prevede l'installazione, sempre a cavallo dei giunti, di dispositivi dissipativi viscosi, a quota degli ultimi due impalcati di piano, atti in fase di sisma ad eliminare il martellamento e contenere gli spostamenti relativi entro le dimensioni dei giunti stessi. Tali dispositivi essendo attivi solo in fase di sisma (damper viscosi dipendenti dalla velocità) mantengono il comportamento strutturale a corpi separati nelle normali condizioni di esercizio e ad un comportamento unitario in fase di sisma.

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Gli interventi verranno progettati nel rispetto delle più recenti normative in ambito strutturale e in accordo agli standard di progettazione antisismica vigenti. In particolare si farà riferimento alle seguenti normative di riferimento:

Codice	Titolo
DM 17/01/18	"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC'18) (G.U. n. 42 del 20.02.2018)
CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP	Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
Eurocodice 1	"Azioni sulle strutture" – EN 1991
Eurocodice 2	"Progettazione delle strutture di calcestruzzo" – EN 1992
Eurocodice 3	"Progettazione delle strutture in acciaio" – EN 1993
Eurocodice 5	"Progettazione delle strutture in legno" – EN 1995
Eurocodice 7	"Progettazione geotecnica" – EN 1997
Eurocodice 8	"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" - EN 1998
CNR-DT 206 R1/2018	"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"
CNR-DT 207/2018	"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
EN15129:2018	"Anti-seismic devices"

5. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei principali materiali utilizzati nelle verifiche degli elementi strutturali.

5.1. Cemento Armato

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche del cemento armato tipo **C32/40** utilizzato per le strutture in elevazione.

NTC - SEZIONE IN C.A.		
ELEMENTO :	**ELEV_TORRI**	
Caratteristiche dei materiali		
Calcestruzzo		C32/40
coefficiente parziale del materiale	γ_C	1.5
coefficiente riduttivo per effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40.00 MPa
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32.00 MPa
valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00 MPa
valore medio resistenza a trazione assiale calcestruzzo	f_{ctm}	3.03 MPa
per fck ≤ 50 MPa	$f_{ctm} = 0{,}3\ f_{ck}^{2/3}$	
per fck > 50 MPa	$f_{ctm} = 2{,}12\ \ln(1+ f_{cm}/10)$	
resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7\ f_{ctm}$	2.12 MPa
resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95} = 1.3\ f_{ctm}$	3.94 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)	$f_{cd} = \alpha_{cc}\ f_{ck} / \gamma_c$	18.13 MPa
resistenza di calcolo del calcestruzzo (taglio/trazione)	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$	1.41 MPa
modulo elastico del calcestruzzo	E_c	33346 MPa
classe di esposizione	XC1	
copriferro	4 cm	
Acciaio		B450C
coefficiente parziale del materiale	γ_s	1.15
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450.0 MPa
tensione di rottura	f_{tk}	540.0 MPa
resistenza di calcolo dell'acciao (snervamento)	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.3 MPa
modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.0 MPa

5.2. Acciaio per carpenteria metallica

Le strutture in carpenteria metallica verranno realizzate utilizzando un acciaio tipo **S355.**

Nei calcoli si considerano i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati di seguito:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
UNI EN 10025-2	t < 40mm		40mm < t < 80mm	
	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{tk} [MPa]
S 355	355	510	335	470
S 275	275	430	255	410
S 235	235	360	215	360

5.3. Tirafondi

Per i tirafondi saranno impiegate barre filettate classe 8.8 aventi le seguenti caratteristiche:

- Vite classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1: 2013)
- tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 800\ MPa$
- tensione di snervamento $f_{yb} \geq 649\ MPa$
- dado classe 8 (UNI EN ISO 898-2:2012)
- rosette UNI 1751:2013
- forza di serraggio $N_s = 0{,}8\ f_{K,N}\ \cdot A_{res}$
- coppia di serraggio $T_s = 0{,}2\ N_s \cdot d$

5.4. Bulloni

Per i collegamenti bullonati saranno impiegate barre filettate classe 10.9 aventi le seguenti caratteristiche:

- Vite classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1: 2013)
- tensione di rottura a trazione $f_{tb} \geq 1000\ MPa$
- tensione di snervamento $f_{yb} \geq 900\ MPa$
- dado classe 10 (UNI EN ISO 898-2:2012)
- rosette UNI 1751:2013
- forza di serraggio $N_s = 0{,}8\ f_{K,N}\ \cdot A_{res}$
- coppia di serraggio $T_s = 0{,}2\ N_s \cdot d$

5.5. Ancoraggi chimici

Le barre filettate per ancoraggi chimici saranno realizzate in acciaio tipo "**5.8**" avente le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di rottura a trazione $f_{tb} \geq 500\ N/mm^2$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yb} \geq 400\ N/mm^2$

5.6. Saldatura

La saldatura dovrà avvenire in officina con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001, a completa penetrazione con l'uso di elettrodi di classe 3 o 4 secondo UNI 5132, salvo dove espressamente specificato.

5.7. Classe di esecuzione

Classe di esecuzione secondo UNI EN 1090: **EXC3**

6. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel presente paragrafo vengono definiti i parametri della struttura relativamente alla destinazione d'uso della stessa.

6.1. Vita nominale di progetto

Il tipo di costruzione rientra nella tipologia *"3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati"* in accordo alla Tab. 2.4.I delle NTC'18. A questa tipologia di costruzioni viene assegnato un valore minimo di vita nominale pari a 100 anni.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale* V_N *di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

6.2. Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, alla costruzione viene data una "*Classe d'uso IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti*".

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

A cui viene associato un coefficiente d'uso $C_U = 2$ in accordo alla Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso* C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

6.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento V_R per la valutazione dell'azione sismica viene determinato in accordo al §2.4.3 come prodotto tra il parametro vita nominale V_N e il coefficiente d'uso C_U.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2 = 200\ anni$$

7. AZIONI VARIABILI SULLE STRUTTURE

Nel presente capitolo si determinano le azioni variabili legate agli effetti ambientali sulla struttura ed in particolare: neve, vento e sisma.

7.1. Azione della neve

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	**Zona I - Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,39 $[1+(a_s/728)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona I - Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 1,35 $[1+(a_s/602)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	q_{sk} = 1,00 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,85 $[1+(a_s/481)^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m
◉	**Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	q_{sk} = 0,60 kN/mq $a_s \leq 200$ m q_{sk} = 0,51 $[1+(a_s/481^2]$ kN/mq $a_s > 200$ m

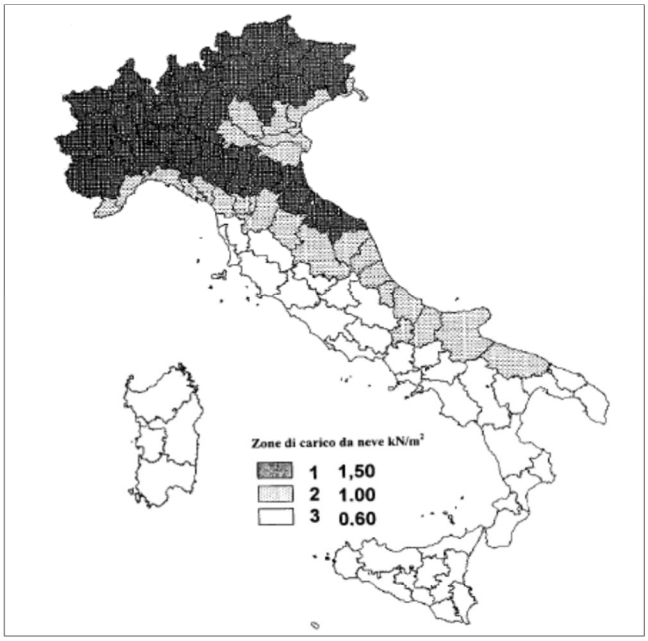
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i . q_{sk} . C_E . C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)



Valore carratteristicio della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	14
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0.60

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente
tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

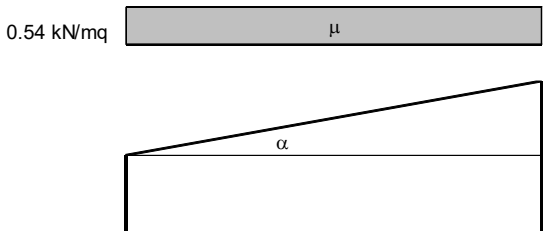
Valore del carico della neve al suolo

q_{s50} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.60
Tempo di ritorno [anni]	100
q_{sn} (carico della neve al suolo [kN/mq])	0.68

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0

μ	0.8



Dato il tipo di costruzione appartenente alla categoria "*3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati*" secondo la tabella 2.4.I delle NTC'18, si ha una vita nominale minima di progetto $V_N = 100$ anni ed è perciò stato assunto un valore di riferimento del carico neve al suolo in accordo al C3.4.2 della Circolare Applicativa.

7.2. Azione del vento

In questo paragrafo si definiscono i parametri e l'andamento della pressione del vento al netto dei coefficienti aerodinamici che verranno di volta in volta espressi in funzione della forma della struttura analizzata.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			14
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \le a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \le 1500$ m			
v_b (T_R = 50 [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			28.059

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (ρ = 1,25 kg/mc)

q_b [N/mq]	492.08

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

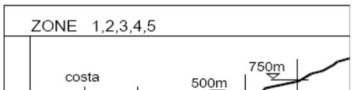
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

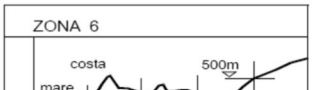
Categoria di esposizione



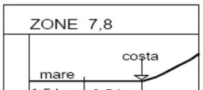
A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

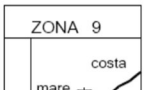


A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III



A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

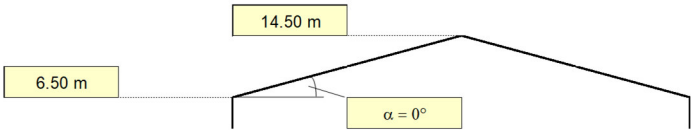
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	14

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \ge z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
I	0.17	0.01	2	1

z [m]	c_e
$z \le 2$	1.883
z = 6.5	2.523
z = 14.5	3.004

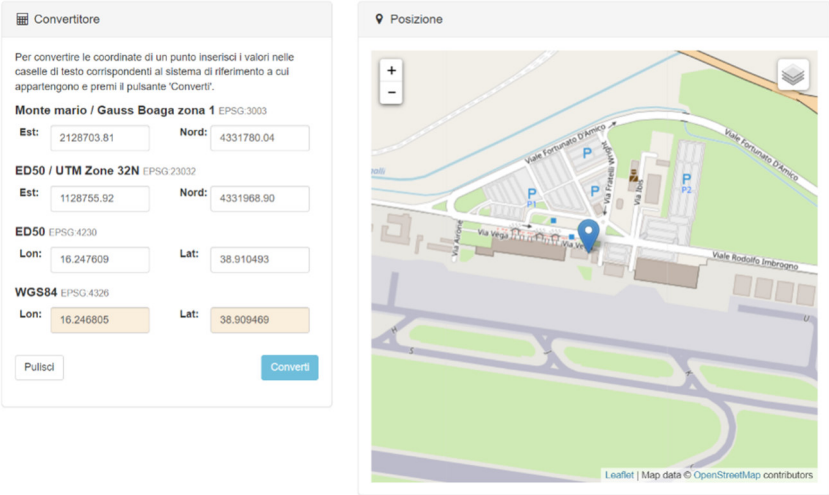


7.3. Azione del sisma

Per l'opera in oggetto si è assunto di considerare una classe d'uso IV in quanto considerato edificio strategico. Si riportano nel seguito le caratteristiche legate al sito utilizzate per produrre l'azione sismica di progetto.

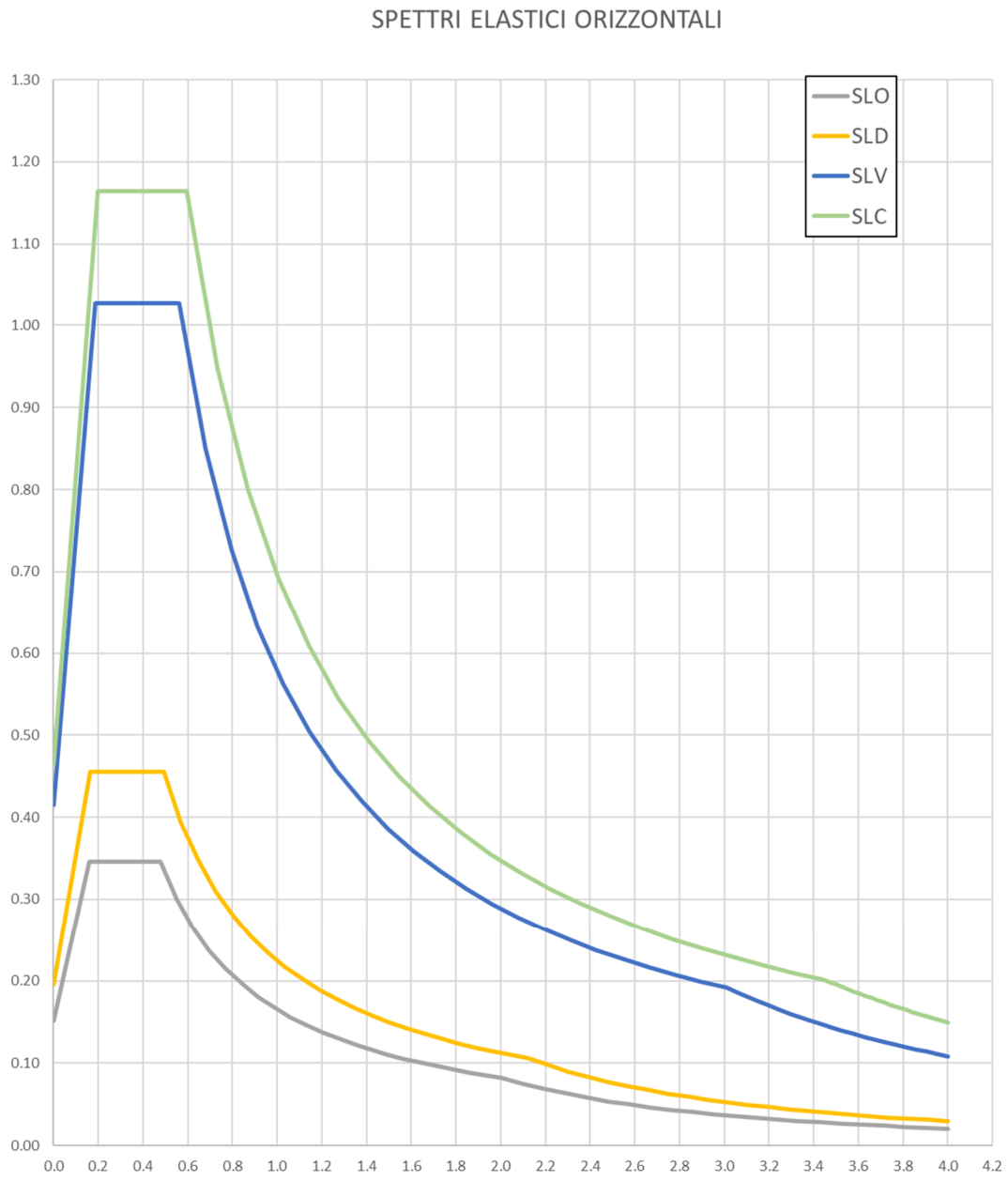
Tipo di costruzione *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	3 – Costruzioni con livelli di prestazione elavati
Vita nominale *[Tab. 2.4.I NTC'18]*	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso *[§2.4.2 NTC'18]*	IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti
Coefficiente d'uso *[Tab. 2.4.II NTC'18]*	$C_u = 2$
Periodo di riferimento *[§2.4.3 NTC'18]*	$V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni
Categoria di suolo *[Tab.3.2.II NTC'18]*	C
Categoria topografica *[Tab. 3.2.III NTC'18]*	T1

Le coordinate del sito preso come riferimento per la determinazione dei parametri dell'azione sismica sono di seguito riportate.



ED50	
Longitudine [°]	Latitudine [°]
16,247609	38,910493

Si riportano di seguito gli spettri elastici secondo NTC'18 in un unico grafico di confronto. Tali spettri saranno utilizzati nel seguito per la determinazione delle accelerazioni corrispondenti ai vari periodi di vibrazione delle strutture.



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.101	2.287	0.309
SLD	101	0.131	2.321	0.324
SLV	949	0.353	2.474	0.394
SLC	1950	0.462	2.507	0.431

Gli spettri qui riportati sono spettri elastici, con fattore di comportamento unitario, nel seguito verranno riportati gli spettri di progetto con le necessarie ipotesi sul fattore di comportamento utilizzato.

7.3.1. Definizione degli accelerogrammi

Si eseguono analisi di tipo dinamico in campo non lineare (time history), con l'impiego di accelerogrammi artificiali, come definito al punto 3.2.3.6. Per quanto riguarda la loro durata, in assenza di studi specifici, quella della parte pseudo-stazionaria deve essere almeno pari a 10 secondi e deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 secondi. Inoltre, per quelli artificiali si prescrive la coerenza con lo spettro elastico in termini di media delle ordinate spettrali, ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi = 5\%$. Nello specifico l'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0{,}15\ s \div 2{,}0\ s$ e $0{,}15\ s\ \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0{,}15\ s\ \div 1{,}5T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Per il progetto delle nuove torri nella combinazione delle componenti dell'azione sismica per le analisi dinamiche con integrazione al passo in campo non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali e quella verticale, ove necessario, sono a vantaggio di sicurezza applicate agenti simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi:

$$1{,}00 \cdot E_x + 1{,}00 \cdot E_y + 1{,}00 \cdot E_z$$

Per la verifica delle strutture esistenti, in accordo al capitolo 7.3.5 delle NTC, nella combinazione delle componenti dell'azione sismica, le due componenti accelerometriche orizzontali e quella verticale, ove necessario, sono applicate agenti simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi:

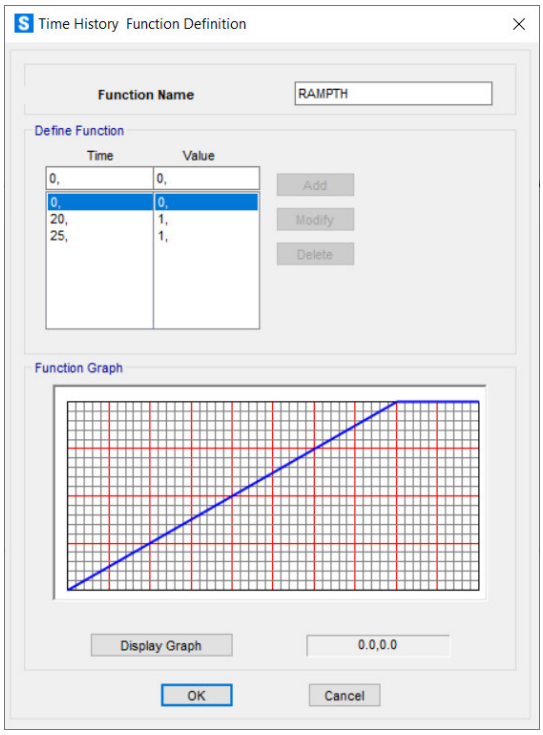
$$1{,}00 \cdot E_x + 0{,}30 \cdot E_y + 0{,}30 \cdot E_z$$

Gli effetti più gravosi sono ottenuti permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

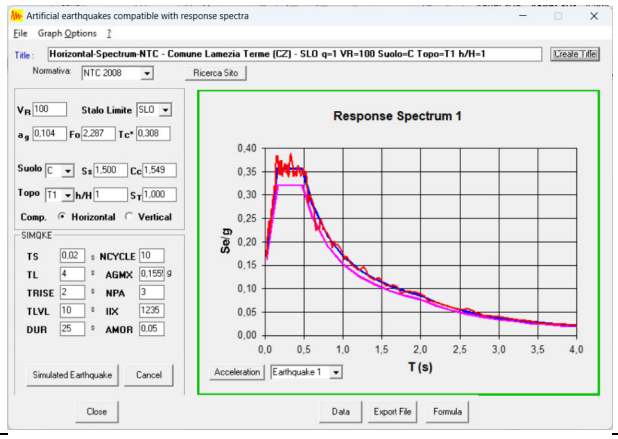
Per quanto riguarda il numero di accelerogrammi da impiegare, in merito alla risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto, al punto 7.3.5 delle NTC si dice che gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno sette diversi gruppi di accelerogrammi, mentre dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario e comunque non si possono mai impiegare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

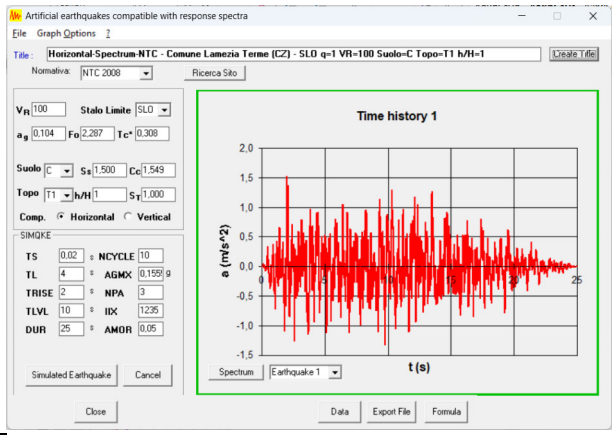
Si riportano i tre gruppi di accelerogrammi utilizzati e la loro spettro compatibilità per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) relativi al sito in oggetto per un periodo di riferimento $V_R = 100\ anni$, insieme all'accelerogramma unitario denominato "rampth", utilizzato come caso di partenza relativo ai soli carichi verticali nelle time history condotte con il metodo FNA.

Accelerogramma "rampth" per le time history (FNA):

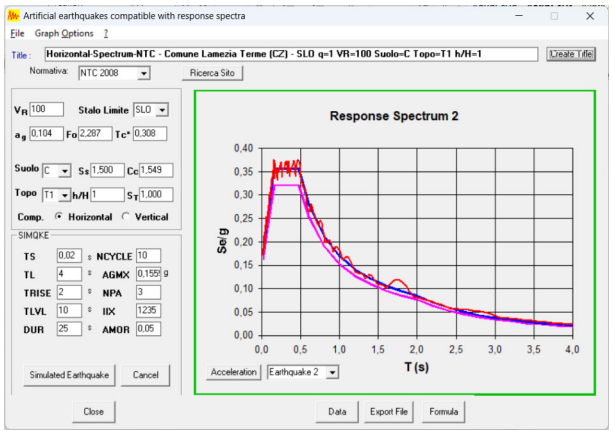


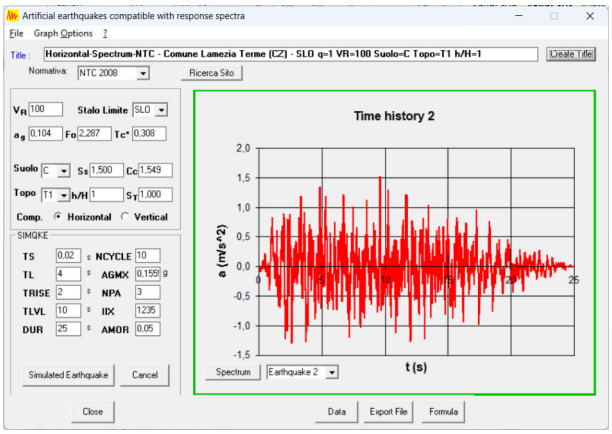
Accelerogrammi per SLO – NTC



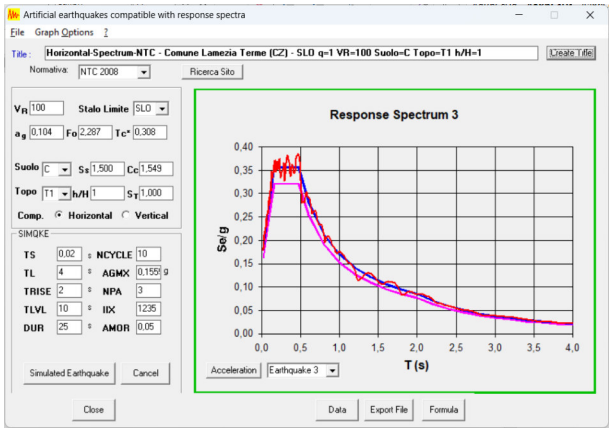


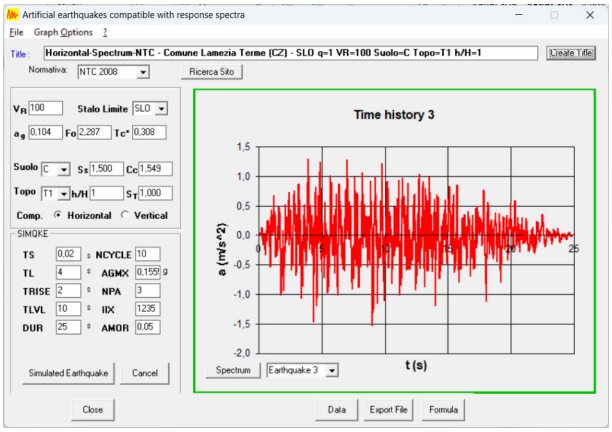
Accelerogramma 1 relativo allo SLO e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 1 per lo SLO





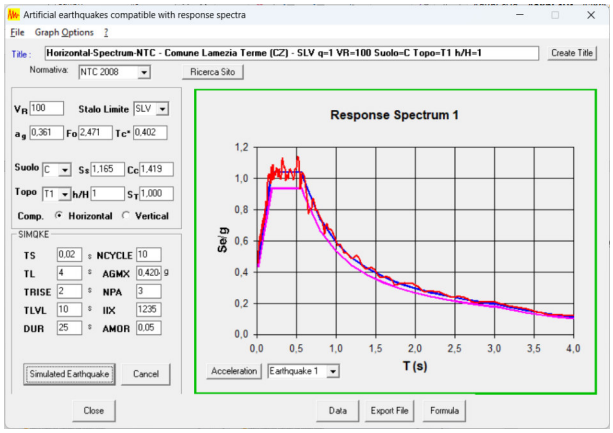
Accelerogramma 2 relativo allo SLO e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 2 per lo SLO

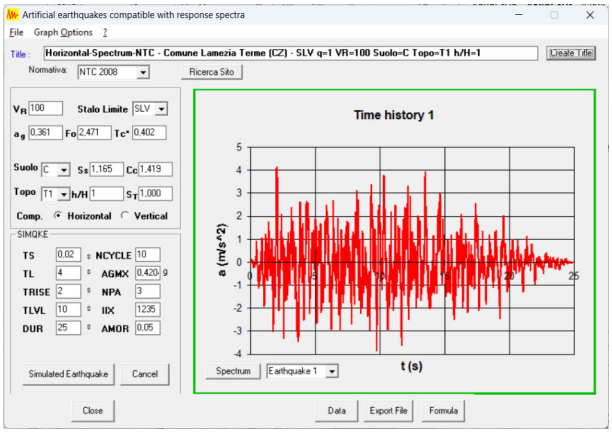




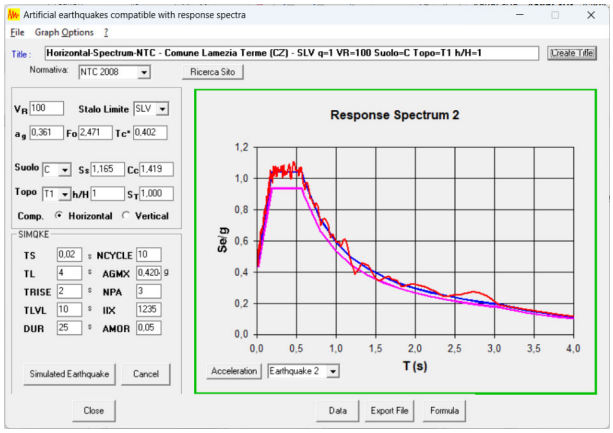
Accelerogramma 3 relativo allo SLO e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 3 per lo SLO

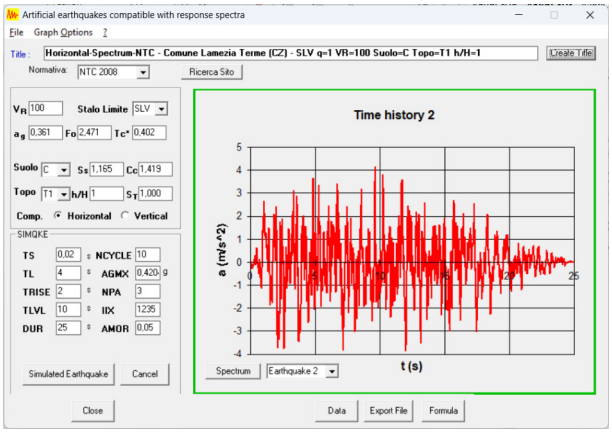
Accelerogrammi per SLV – NTC



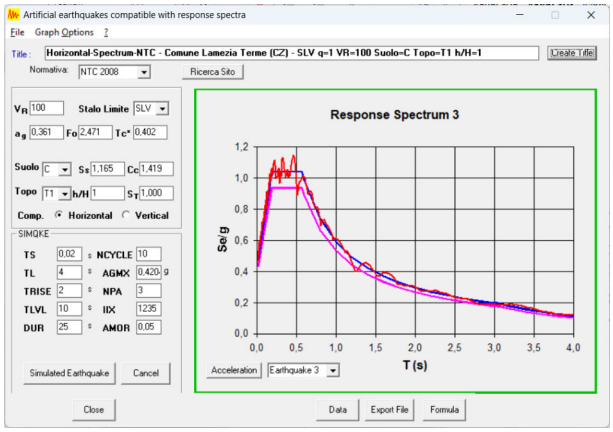


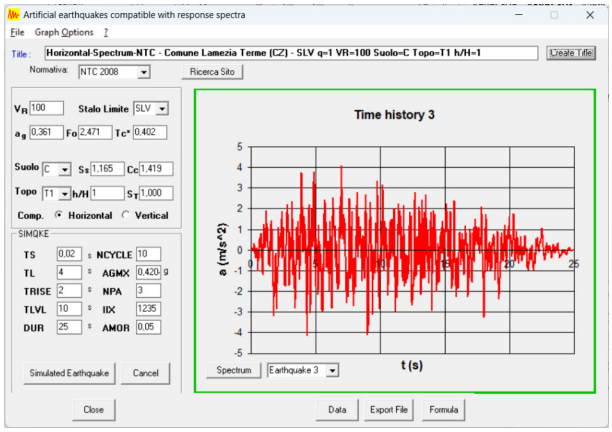
Accelerogramma 1 relativo allo SLV e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 1 per lo SLV





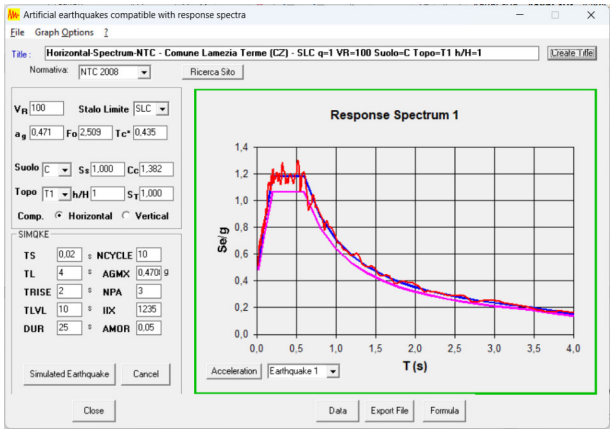
Accelerogramma 2 relativo allo SLV e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 2 per lo SLV

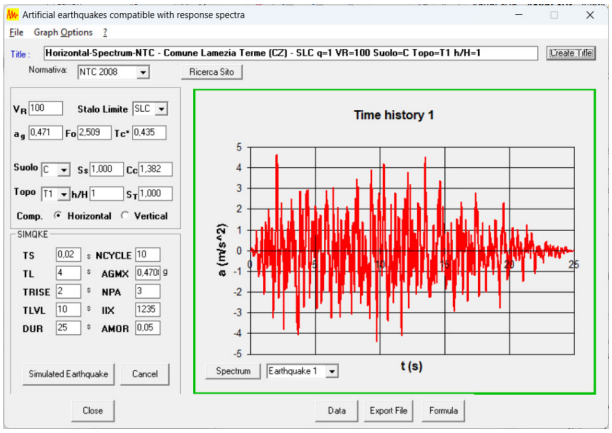




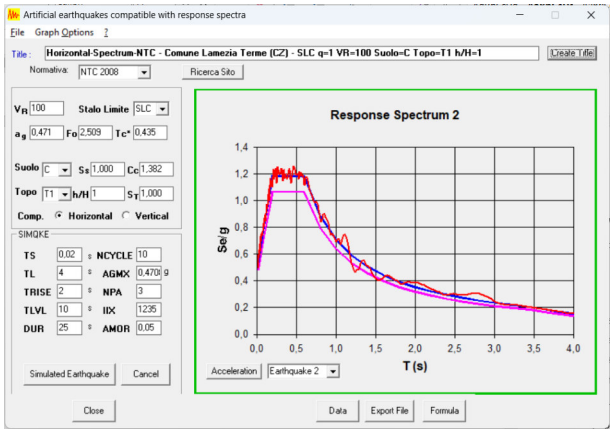
Accelerogramma 3 relativo allo SLV e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 3 per lo SLV

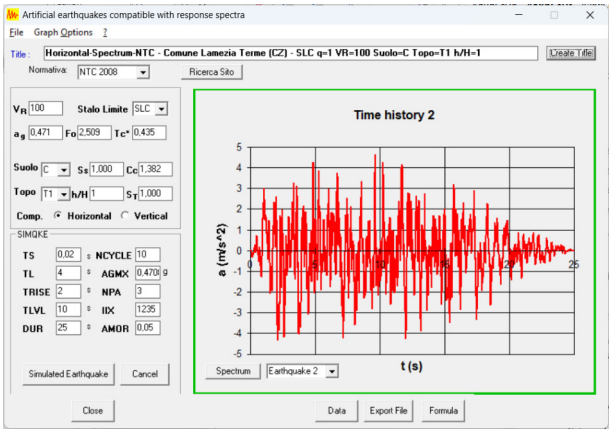
Accelerogrammi per SLC – NTC



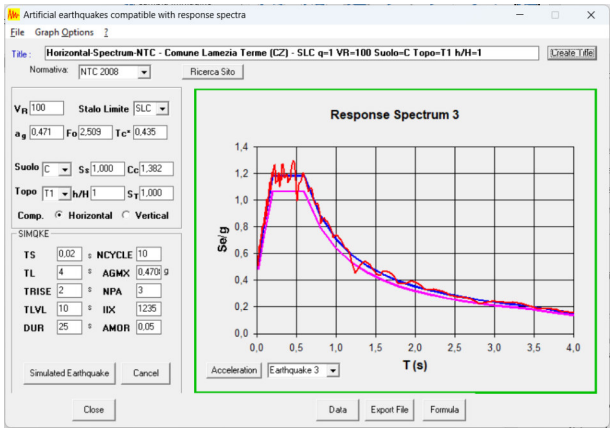


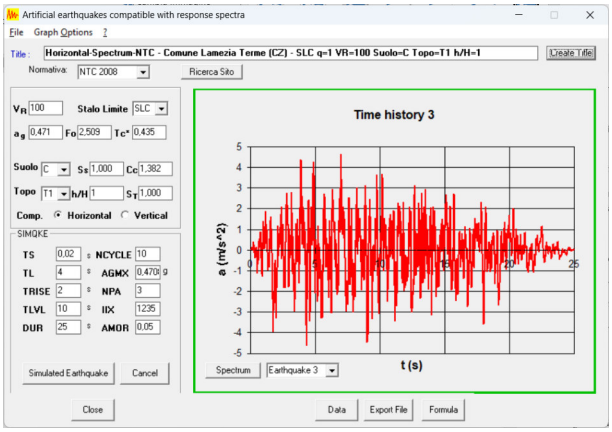
Accelerogramma 1 relativo allo SLC e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 1 per lo SLC





Accelerogramma 2 relativo allo SLC e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 2 per lo SLC





Accelerogramma 3 relativo allo SLC e Spettro compatibilità dell'accelerogramma 3 per lo SLC

7.4. Azione della temperatura

Si considera la struttura in acciaio esposta, quindi secondo NTC 2018 soggetta a un ΔT_u pari a ±25°C.

Tab. 3.5.II – *Valori di ΔT_u per gli edifici*

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

7.5. Combinazioni delle azioni

7.5.1. Masse per il calcolo delle azioni sismiche

Vengono dedotte dalla seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

G_1= masse dovute ai pesi propri delle strutture;

G_2= masse dovute ai carichi permanenti;

Q_{kj}= masse dovute ai carichi variabili;

Ψ_{2j}= coefficiente di combinazione.

Per il coefficiente di combinazione sono stati adottati i seguenti valori:

Neve (copertura)	$\Psi_{2j} = 0{,}0$	(altitudine inferiore a 1000 m s.l.m.)
Sovraccarico d'esercizio	$\Psi_{2j} = 0{,}6$	

7.5.2. Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Si considera la somma dei valori massimi ottenuti per l'azione sismica agente in una direzione, con il 30% dei valori massimi ottenuti per l'azione sismica agente nelle altre due direzioni principali:

$$1{,}00 \cdot E_x + 0{,}30 \cdot E_y + 0{,}30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Nel caso in esame non si è tenuto in conto la componente del sisma verticale.

7.5.3. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico relative alle condizioni non sismiche, sono dedotte dalla seguente relazione simbolica

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Qi} \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} Q_{ki})$$

dove:

F_d= azioni di progetto;

γ_{G_1}= 1.3 (1.0 se il contributo aumenta la sicurezza);

G_1= carichi permanenti strutturali;

γ_{G_2}= 1.5 (0,8 se il contributo aumenta la sicurezza);

G_2 = carichi permanenti non strutturali;

γ_Q= 1.5 (0 se il contributo aumenta la sicurezza);

Q_{ki}= azioni variabili (valore caratteristico);

Ψ_{0i}= 0.5 coefficiente di combinazione per neve;

Ψ_{0i}= 0.7 C3.

Nel caso di azioni sismiche, le sollecitazioni, per la verifica allo stato limite ultimo, vengono valutate con la formula di combinazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n}(\Psi_{2i}Q_{ki})$$

dove:

E= azione sismica di progetto;

G_1= carichi permanenti strutturali;

G_2= carichi permanenti non strutturali;

Ψ_{2j}= 0.0 (coefficiente di combinazione per la neve in copertura);

Ψ_{2j}= 0.6 (coefficiente di combinazione per ospedali);

Dati di input generali:

TABLE: Load Pattern Definitions		
LoadPat	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
PESO PROPRIO	Dead	1
G1	Dead	0
G2	Super Dead	0
Qk	Live	0
Qk_Cop	Roof Live	0
NEVE	Snow	0

TABLE: Load Case Definitions							
Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	MassSource	DesTypeOpt	DesignType
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text
ANALISI MODALE	LinModal	Zero				Prog Det	Quake
PESO PROPRIO	LinStatic	Zero				Prog Det	Dead
G1	LinStatic	Zero				Prog Det	Dead
G2	LinStatic	Zero				Prog Det	Super Dead
Qk	LinStatic	Zero				Prog Det	Live
Qk_Cop	LinStatic	Zero				Prog Det	Roof Live

NEVE	LinStatic	Zero				Prog Det	Snow
SISMA_X_SLO	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
SISMA_Y_SLO	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
SISMA_X_SLV	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
SISMA_Y_SLV	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
SISMA_X_SLV_q=1,5	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
SISMA_Y_SLV_q=1,5	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
SISMA_X_SLV_q=2,25	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
SISMA_Y_SLV_q=2,25	LinRespSpec		ANALISI MODALE			Prog Det	Quake
RITZ MODAL	LinModal	Zero				Prog Det	Quake
GRAV FNA	NonModHist	Zero	RITZ MODAL			Prog Det	Dead
TH_SLO_1	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLO_2	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLO_3	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLV_1	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLV_2	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLV_3	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLC_1	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLC_2	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLC_3	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLV_1_X	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
TH_SLV_1_Y	NonModHist	GRAV FNA	RITZ MODAL			Prog Det	Quake
GRAV	NonStatic	Zero				Prog Det	Dead

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	**ComboType**	**CaseType**	**CaseName**	**ScaleFactor**
Text	Text	Text	Text	Unitless
STR1	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
STR2	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	0
	Linear Add	Linear Static	NEVE	0,75
STR3	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,05
	Linear Add	Linear Static	NEVE	0,75
STR4	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,05
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	0
STR5	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
STR6	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	0
	Linear Add	Linear Static	NEVE	0,75
STR7	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,05
	Linear Add	Linear Static	NEVE	0,75
STR8	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,05
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	0

STR9	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,5
STR10	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	1,5
STR11	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	NEVE	1,5
STR12	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	0
	Linear Add	Linear Static	NEVE	0,75
STR13	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,05
	Linear Add	Linear Static	NEVE	0,75
STR14	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1,3
	Linear Add	Linear Static	G2	1,5
	Linear Add	Linear Static	NEVE	1,5
	Linear Add	Linear Static	Qk	1,05
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	0
QP1	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Linear Static	Qk_Cop	0
QKE_X_SLO	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLO	1
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLO	0,3
QKE_Y_SLO	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLO	0,3
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLO	1
QKE_X_SLV	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLV	1
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLV	0,3
QKE_Y_SLV	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLV	0,3
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLV	1

QKE_X_SLV_q=1,5	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLV_q=1,5	1
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLV_q=1,5	0,3
QKE_Y_SLV_q=1,5	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLV_q=1,5	0,3
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLV_q=1,5	1
QKE_X_SLV_q=2,25	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLV_q=2,25	1
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLV_q=2,25	0,3
QKE_Y_SLV_q=2,25	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_X_SLV_q=2,25	0,3
	Linear Add	Response Spectrum	SISMA_Y_SLV_q=2,25	1
QKE_X_RSL_SLO	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
QKE_Y_RSL_SLO	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
QKE_X_RSL_SLV_q=1,5	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
QKE_Y_RSL_SLV_q=1,5	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
QKE_X_RSL_SLV_q=2,25	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
QKE_Y_RSL_SLV_q=2,25	Linear Add	Response Combo	COMBO_DEAD	1
	Linear Add	Linear Static	G2	1
	Linear Add	Linear Static	Qk	0,6
C_Th_SLC_01	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLC_1	1
C_Th_SLC_02	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLC_2	1
C_Th_SLC_03	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLC_3	1
C_Th_SLV_01	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLV_1	1
C_Th_SLV_02	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLV_2	1
C_Th_SLV_03	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLV_3	1
C_GRAV	Linear Add	NonLin Static	GRAV	1
C_Th_SLV_01_q=1,5	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLV_1	0,6667
C_Th_SLV_02_q=1,5	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLV_2	0,6667
C_Th_SLV_03_q=1,5	Linear Add	NonLin Modal Hist	TH_SLV_3	0,6667

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. Pesi permanenti strutturali

Il peso proprio di tutti gli elementi modellati è determinato in automatico dal software di calcolo utilizzando le caratteristiche del materiale.

Il peso di tutti gli elementi strutturali non modellati viene applicato come carico esterno linearmente distribuito o superficiale a seconda dei criteri di modellazione.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi.

8.2. Pesi permanenti non strutturali

Tutti gli elementi che non svolgono una funzione strutturale, ma che rappresentano solo un peso per le strutture portanti, vengono applicati mediante carichi esterni puntuali, distribuiti o superficiali sugli elementi modellati. Alcuni esempi di carichi permanenti non strutturali sono rappresentati dai pacchetti di finitura dei solai e dagli impianti.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi.

8.3. Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, sono legati alla destinazione d'uso dell'opera o di porzioni di essa e sono riportati in normativa alla Tab. 3.1.II.

Tali carichi verranno esplicitati nelle tabelle relative al riepilogo dei carichi, esplicitando di volta in volta a che categoria appartengono.

8.4. Carichi solaio di superfice

La tabella di seguito riportata riguarda i carichi distribuiti superficialmente sui vari elementi del modello e generalmente rappresentano gli elementi di solaio. Una rappresentazione schematica delle zone di carico è riportata negli elaborati grafici di progetto.

PRIMO IMPALCATO			
	Descrizione		**Carico [kN/m^2]**
G1	Lamiera grecata + cappa strutturale		2.00
		Totale G1	**2.00**
G2	Pacchetto di finitura		2.30
		Totale G2	**2.30**
Q	Sovraccarico (cat. C3)		5.00
		Prevalente Q	**5.00**

SECONDO IMPALCATO			
	Descrizione		**Carico [kN/m^2]**
G1	Lamiera grecata + cappa strutturale		2.00
		Totale G1	**2.00**
G2	Pacchetto di finitura		2.30
		Totale G2	**2.30**
Q	Sovraccarico (cat. B2)		3.00
		Prevalente Q	**3.00**

COPERTURA			
	Descrizione		**Carico [kN/m^2]**
G1	Lamiera grecata + cappa strutturale		2.00
		Totale G1	**2.00**
G2	Pacchetto di finitura		2.00
		Totale G2	**2.00**
Q	Sovraccarico neve		0.55
		Prevalente Q	**0.55**

9. DESCRIZIONE MODELLO E IPOTESI DI CALCOLO

9.1. Metodo di analisi

Le analisi vengono condotte su modelli che tengono conto delle caratteristiche meccaniche dei materiali desunte dai risultati delle campagne di indagini. Le analisi sono svolte in campo non lineare, mediante analisi dinamica su modelli tridimensionali. Le non linearità sono concentrate esclusivamente nei non linear link (damper), mentre i restanti elementi sono in campo lineare.

Le analisi dinamiche non lineari (time history), consentono di valutare la capacità del sistema edifici + torri dissipative nei confronti di tutti gli stati limite, dato che i dispositivi di dissipazione viscosi posizionati alla base delle torri hanno un comportamento prettamente non lineare.

Nello specifico, lo stato limite di operatività (SLO) sarà valutato in termini di spostamenti confrontando gli spostamenti registrati con quello limite del $^{2}/_{3} \cdot 0{,}005 \cdot h$.

Le strutture in c.a. dei nuclei esistenti vengono verificate in termini di capacità deformativa, mentre le strutture in acciaio esistenti in termini di verifica di resistenza allo SLV considerando un comportamento strutturale non dissipativo con l'adozione del fattore di comportamento q=1,5. Le strutture di elevazione compresi i collegamenti all'edificio e di fondazione delle torri, vengono cautelativamente verificate allo SLV considerando un comportamento puramente elastico con l'adozione del fattore q=1,0 e sempre con analoghe considerazioni i manovellismi meccanici con i dispositivi dissipativi, in via cautelativa, per lo stato limite di collasso in modo da ottenere un maggior grado di sicurezza di questi elementi.

9.1.1. Analisi dinamica non lineare: "time history"

Le analisi non lineari permettono di valutare in maniera diretta e più efficace il comportamento del sistema strutturale nel suo complesso e di ottimizzare al meglio la progettazione del sistema dissipativo; in particolare, ottimizzando la distribuzione ed il dimensionamento dei dispositivi nella struttura evitando deformazioni concentrate in pochi elementi strutturali e/o in pochi dispositivi, massimizzando così l'efficienza del sistema.

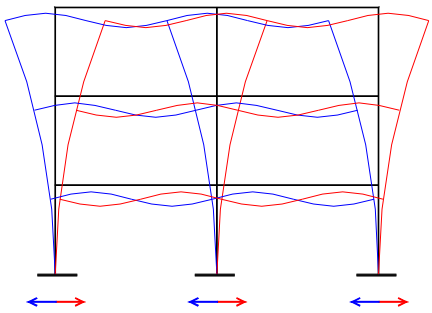
La risposta della struttura è calcolata mediante l'integrazione dell'equazione non lineare del moto:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = F(t)$$

dove:

- M corrisponde alla matrice della massa;
- C corrisponde alla matrice dello smorzamento;
- K corrisponde alla matrice della rigidezza;
- $F(t)$ è il carico applicato in funzione del tempo, cioè l'input sismico;
- u è il vettore spostamento.

Caratteristica peculiare dell'analisi non lineare dinamica è quella di riuscire a seguire il comportamento dell'edifico sottoposto a sollecitazioni cicliche, simulando effettivamente il sisma e la sua variabilità spaziale.



Schema funzionale della Time History

La tecnica di analisi computazionale usata per la risoluzione del problema dinamico è il metodo integrazione al passo FNA “Fast Non linear Analysis”

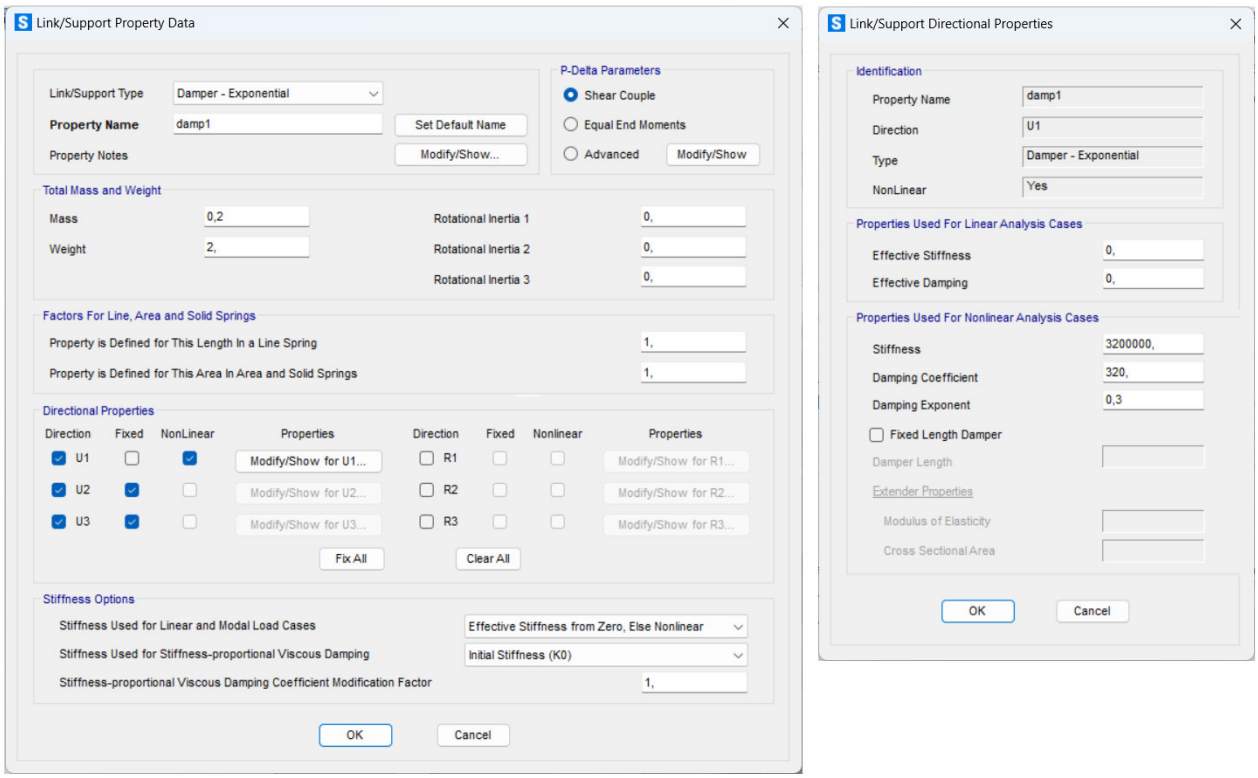
Le principali caratteristiche del metodo FNA sono:

- ad ogni passo di integrazione la matrice delle rigidezze rimane costante;
- le componenti non lineari sono trattate con un vettore di forze non lineari che dipende, a sua volta, dai vettori LDR (Load Dipendent Ritz vector);
- le equazioni modali disaccoppiate sono calcolate ad ogni passo di tempo.

Il metodo FNA è suggerito dalla letteratura tecnica quando i nllink sono concentrati in pochi punti del modello ed inoltre, consente un’esecuzione più rapida delle analisi.

Definizione delle zone dissipative: i link

La dissipazione è stata concentrata alla base delle torri, dove sono collocati i dissipatori viscosi definiti con link tipo damper (damp1).



Modellazione di un dissipatore viscoso alla base delle torri nel programma di calcolo

Impiego degli accelerogrammi

L'input sismico considerato è dato da accelerogrammi, definiti secondo quanto prescritto dalle NTC e riportato nella presente relazione. Il contributo del sisma in senso verticale non viene considerato.

Per le time history sono utilizzati accelerogrammi ottenuti dal programma SIMQKE del Prof. Piero Gelfi, che genera accelerogrammi compatibili con gli assegnati spettri di risposta, essendo interfacciato con il codice di calcolo SIMQKE-1.

Sono stati generati 9 accelerogrammi artificiali orizzontali spettro compatibili n.3 per ogni stato limite di verifica (SLO, SLV, SLC).

9.2. Interazione terreno-struttura

Lo studio delle strutture in elevazione è stato condotto ipotizzando vincoli rigidi alla base e derivando poi le azioni sollecitanti per le verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni in accordo al capitolo 7.2.5 delle NTC'18, di cui se ne riporta un estratto.

> Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.
>
> Sia per CD"A" sia per CD"B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:
>
> - quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
> - quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
> - quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD"A" e 1,10 in CD"B";

10. RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE STATO DI PROGETTO

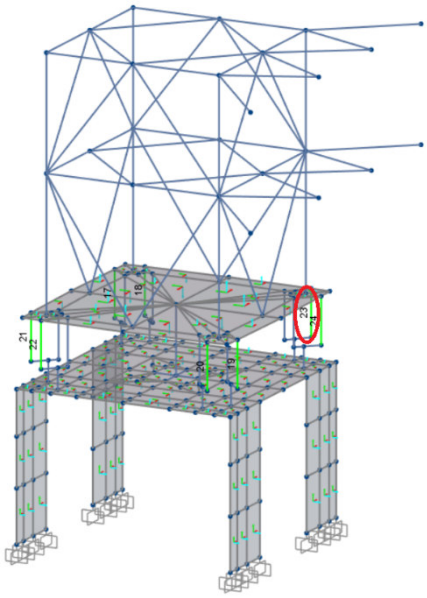
10.1. Risultati delle Time History

I risultati ottenuti nelle analisi non lineari vengono riportati sia in termini di cicli d'isteresi, che in termini di bilancio energetico.

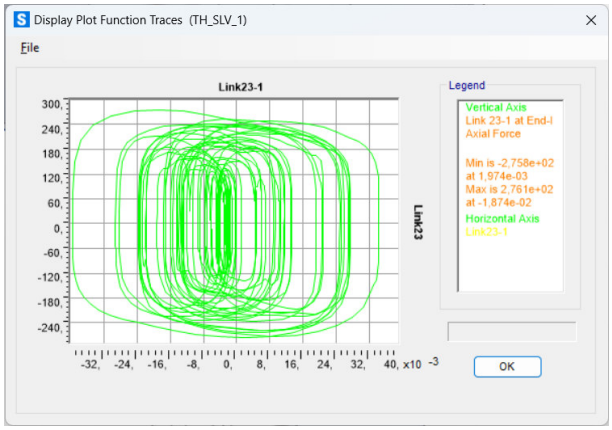
Nel bilancio energetico l'energia complessiva, che rappresenta l'energia in ingresso dovuta al sisma (input Energy), è data principalmente dalla somma dell'energia dissipata dai dispositivi viscosi (Link Damper Energy) e dell'energia associata allo smorzamento modale (modal Damping).

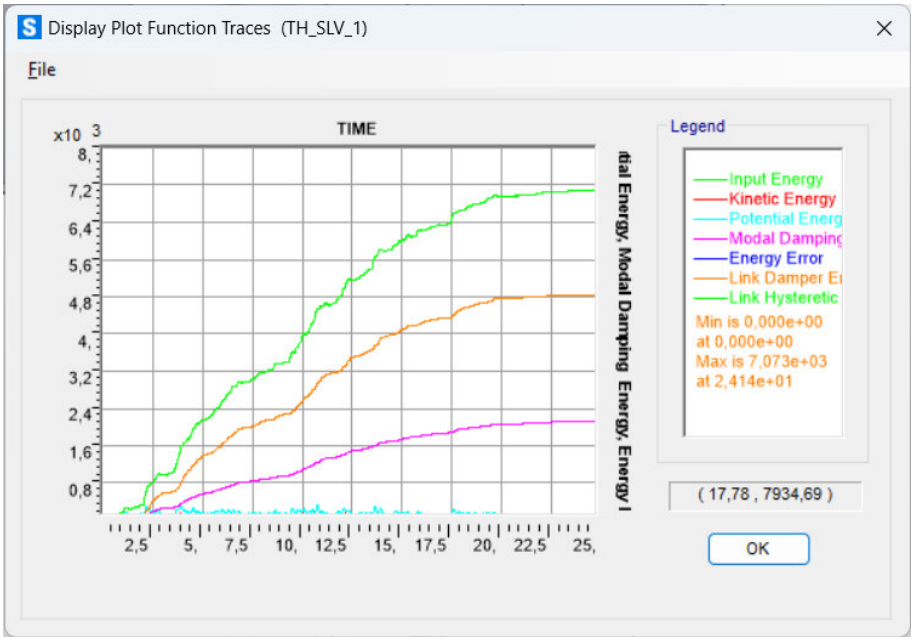
Dai cicli d'isteresi dei dissipatori si può dedurre l'ampiezza degli allungamenti e degli accorciamenti massimi del damper, mentre l'area racchiusa da ogni ciclo rappresenta l'energia dissipata.

A titolo indicativo viene riportato il ciclo di isteresi registrato su di un damper tipo (dispositivo n. 20) e di seguito il bilancio energetico registrato. Si riportano i risultati relativi ai casi di analisi time history SLV1 e SLC1.

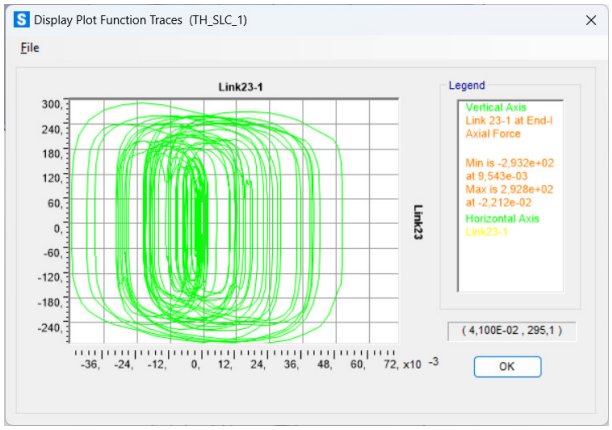


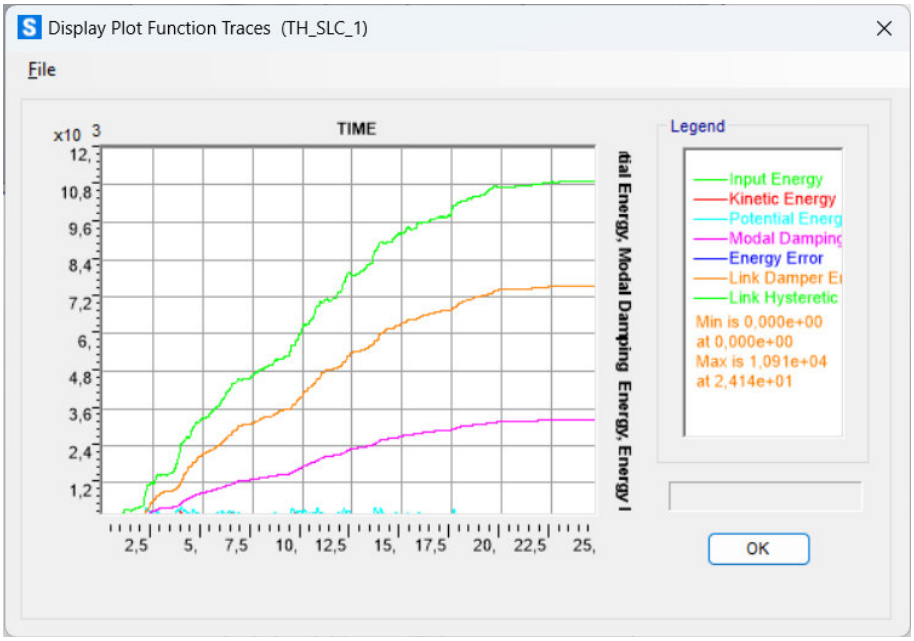
Caso di analisi: Time history SLV1





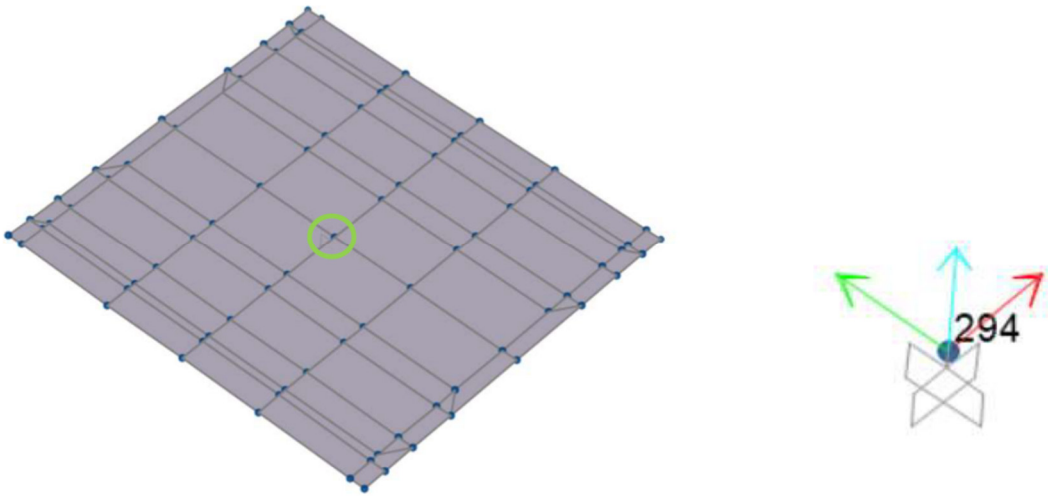
Caso di analisi: Time history SLC1





Dai bilanci energetici tipo, si nota la prevalenza dell'energia dissipata dai dispositivi viscosi montati sui manovellismi alla base delle torri dissipative.

Vengono riportate le massime sollecitazioni (N, V1, V2, M1, M2) registrate dalle analisi time history nel baricentro della zattera di fondazione delle torri.

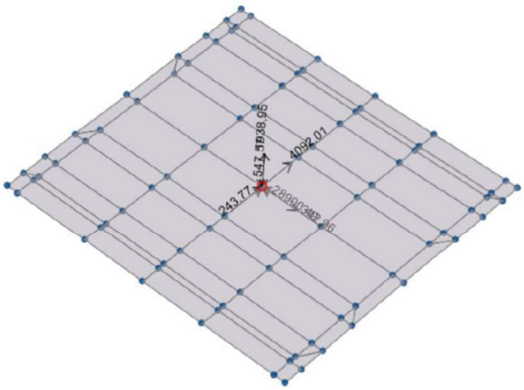


Modello (elementi shell) zattera di fondazione – nodo centrale (n.294) incastrato a terra e assi locati (rosso 1, verde 2, ciano 3). L'asse locale 1 coincide con la direzione dell'asse globale "X"; il 2 con la direzione dell'asse globale "Y" e 3 con la direzione dell'asse globale "Z".

Di seguito le sollecitazioni registrate massime durante le analisi. Si ricorda che tali sollecitazioni rappresentano una situazione di massimo puntuale durante le analisi Time History e rappresentano quindi una stima molto cautelativa.

Massime sollecitazioni registrate – caso di analisi Th_SLV1

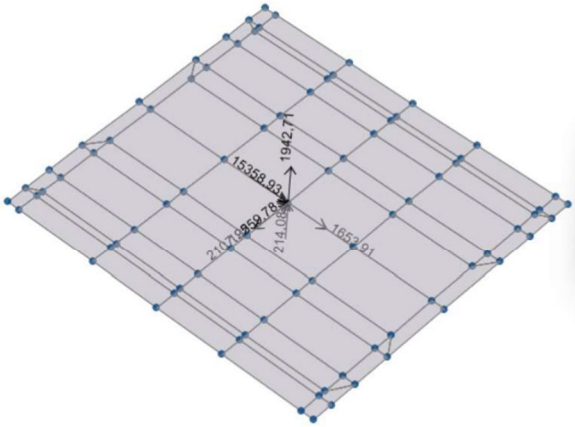
Reazioni vincolo di incastro a terra (nodo 294) espresse in KN e KN m



Joint Reactions in Joint Local CoordSys

Joint Object	294	Joint Element	294
	1	2	3
Force	4092,009	-342,962	1938,953
Moment	243,767	28900,487	-547,575

Istante massimo nella direzione 1



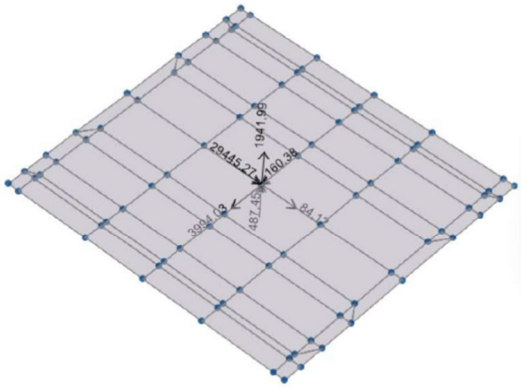
Joint Reactions in Joint Local CoordSys

Joint Object	294	Joint Element	294
	1	2	3
Force	-2107,951	-1653,91	1942,715
Moment	12259,777	-15358,93	214,081

Istante massimo nella direzione 2

Massime sollecitazioni registrate – caso di analisi Th_SLV2

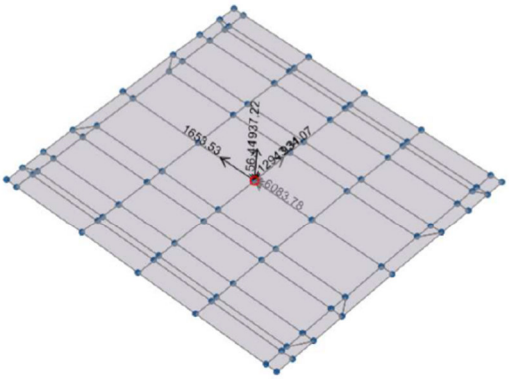
Reazioni vincolo di incastro a terra (nodo 294) espresse in KN e KN m



Joint Reactions in Joint Local CoordSys

Joint Object	294	Joint Element	294
	1	2	3
Force	-3994,033	-84,116	1941,993
Moment	-160,384	-29445,27	487,454

Istante massimo nella direzione 1



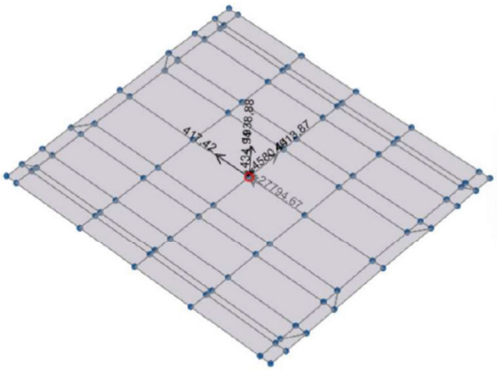
Joint Reactions in Joint Local CoordSys

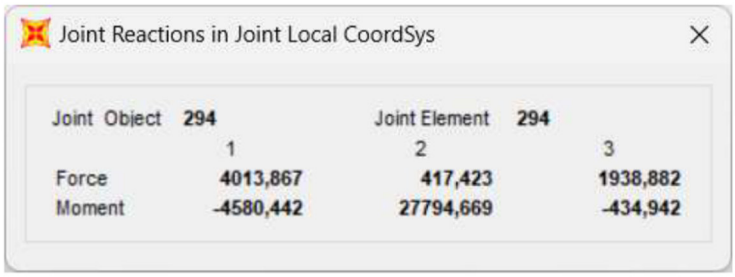
Joint Object	294	Joint Element	294
	1	2	3
Force	934,075	1653,533	1937,222
Moment	-12943,31	6083,782	-56,442

Istante massimo nella direzione 2

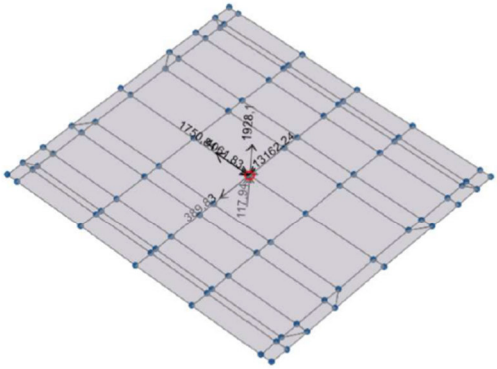
Massime sollecitazioni registrate – caso di analisi Th_SLV3

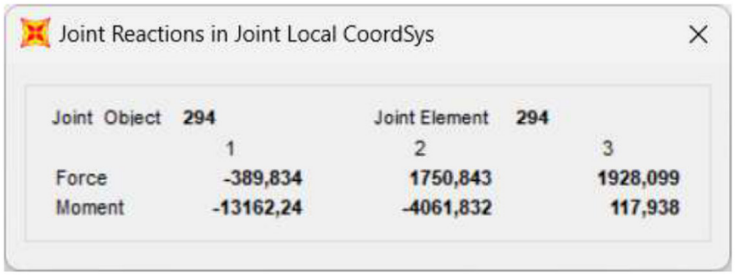
Reazioni vincolo di incastro a terra (nodo 294) espresse in KN e KN m





Istante massimo nella direzione 1





Istante massimo nella direzione 3

Per il dimensionamento dei pali di fondazione si sono assunte le seguenti azioni agenti in fondazione.

Condizione	$N\ [kN]$	$V\ [kN]$	$M_x\ [kN\ m]$	$M_y\ [kN\ m]$
STATICA	2500	-	-	-
SISMICA	1940	4000	13170	29450

La scomposizione delle sollecitazioni in sforzi assiali sui singoli pali si rimanda alla relazione geotecnica (rif. AI015P-D-LL-00-GEO-RE-02-D), mentre per quanto riguarda la ridistribuzione del taglio agente si procede suddividendolo proporzionalmente sulle due diverse tipologie di pali in base al diametro del palo, come di seguito illustrato.

Considerando la presenza di n. 6 pali di diametro 80 cm e n. 6 pali di diametro 120 cm, il valore del taglio su singolo palo risulta:

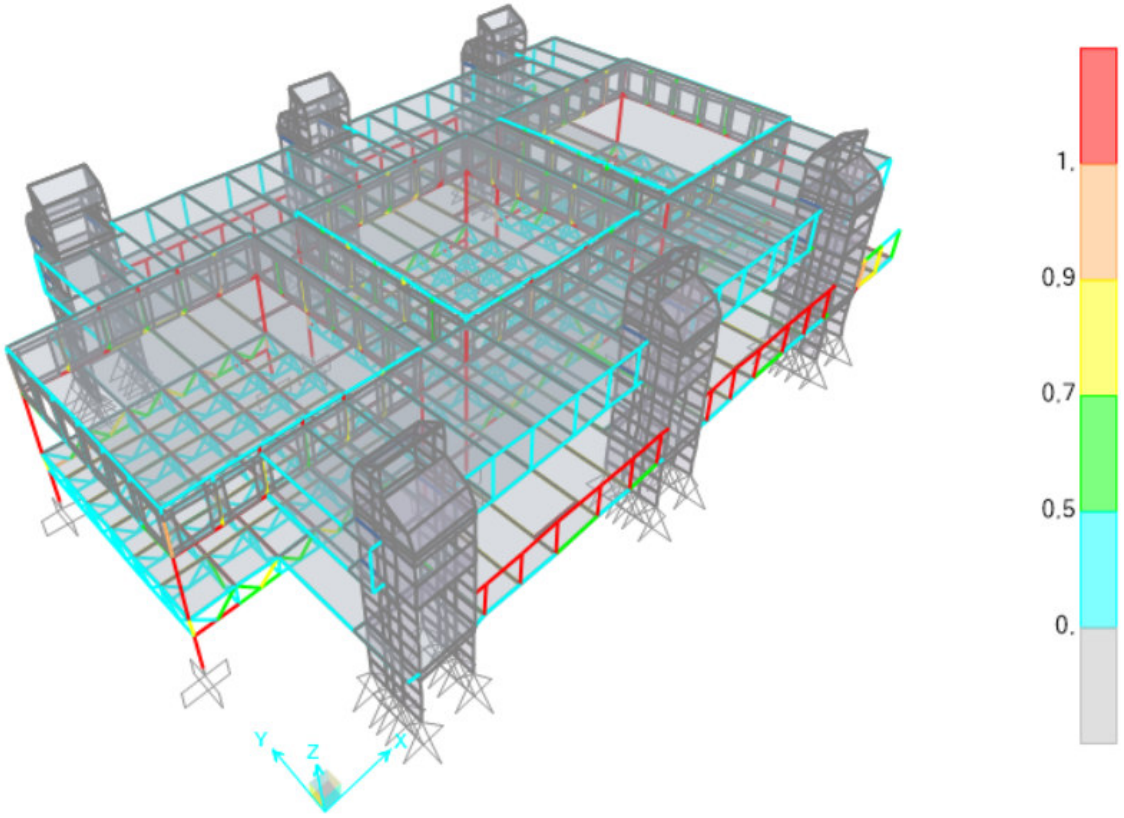
$$V_{p80} = \frac{V \cdot d_{80}}{6 \cdot d_{80} + 6 \cdot d_{120}} = 266{,}67\ kN \qquad V_{p120} = \frac{V \cdot d_{120}}{6 \cdot d_{80} + 6 \cdot d_{120}} = 400\ kN$$

10.2. Verifica struttura in acciaio esistente allo SLV – stato di fatto

Viene effettuata la verifica per le azioni sismiche allo SLV. La verifica è soddisfatta quando il valore di ciascuna sollecitazione E_d è inferiore al corrispondente valore della resistenza R_d

$$E_d \leq R_d$$

I risultati vengono riportati graficamente; la verifica in ogni singolo elemento è soddisfatta quando l'indice ottenuto è inferiore all'unità, viceversa, nel caso sia superiore, non risulta soddisfatta ed è evidenziato con il colore rosso. Per tutte le formule di verifica dei diversi casi si rimanda alle NTC 2018.



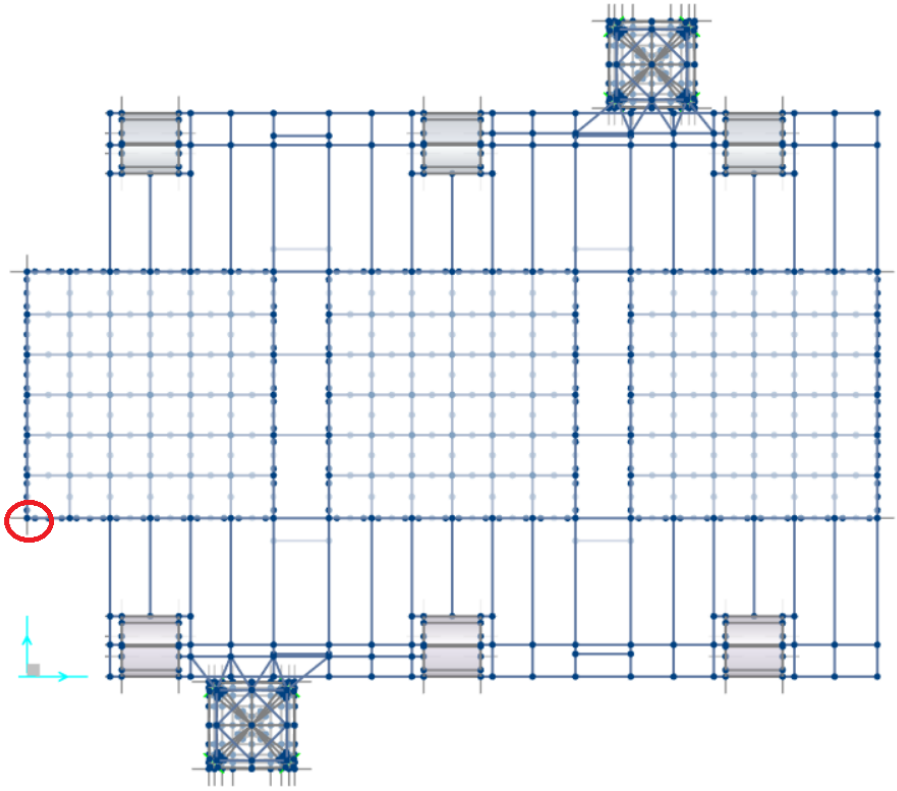
La verifica non risulta soddisfatta in diversi elementi della struttura esistente in acciaio; soprattutto le colonne centrali HEM 300 e le travi vierendel del primo impalcato.

10.3. Verifica in termini di spostamento: SLO – stato di progetto

In analogia con gli edifici di nuova costruzione, la verifica è ritenuta soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in situazione sismica (d_r) sono inferiori al limite fissato dalla normativa per le costruzioni con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, ovvero:

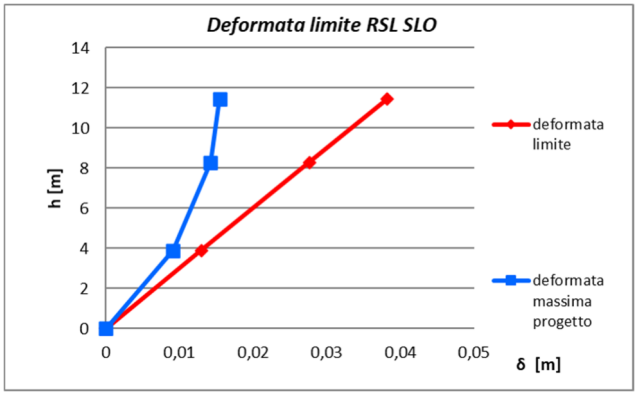
$$d_r < \frac{2}{3} \cdot (0.005h)$$ dove h è l'altezza d'interpiano

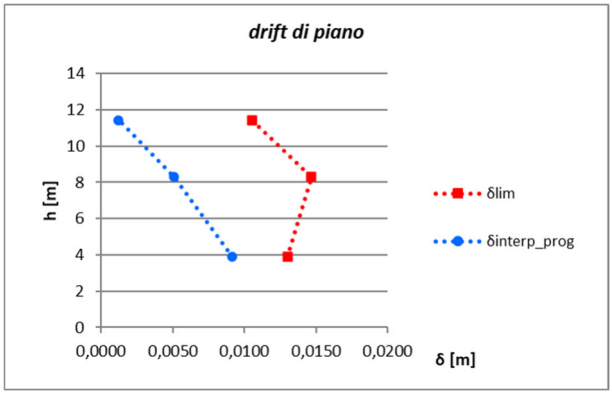
Si riporta la verifica sul modello dello stato di progetto eseguita sulla verticale più critica, come indicato nella figura sottostante.



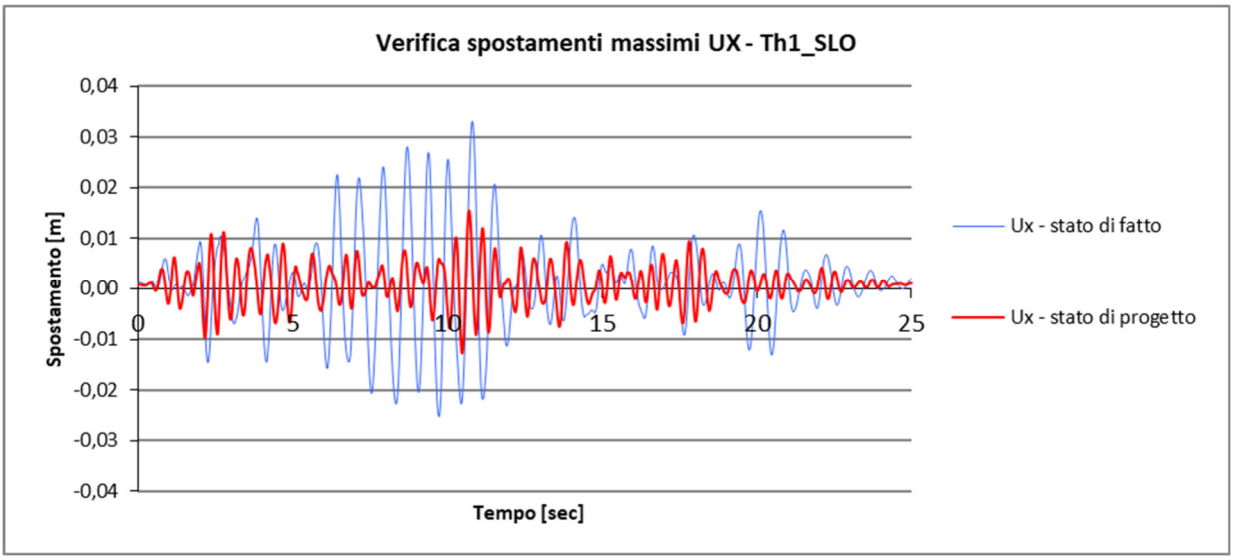
La verifica viene eseguita in forma grafica mostrando la condizione più gravosa tra le 3 time history allo SLO. La condizione più sfavorevole si verifica all'istante 10,71 s del caso si analisi time history SLO1.

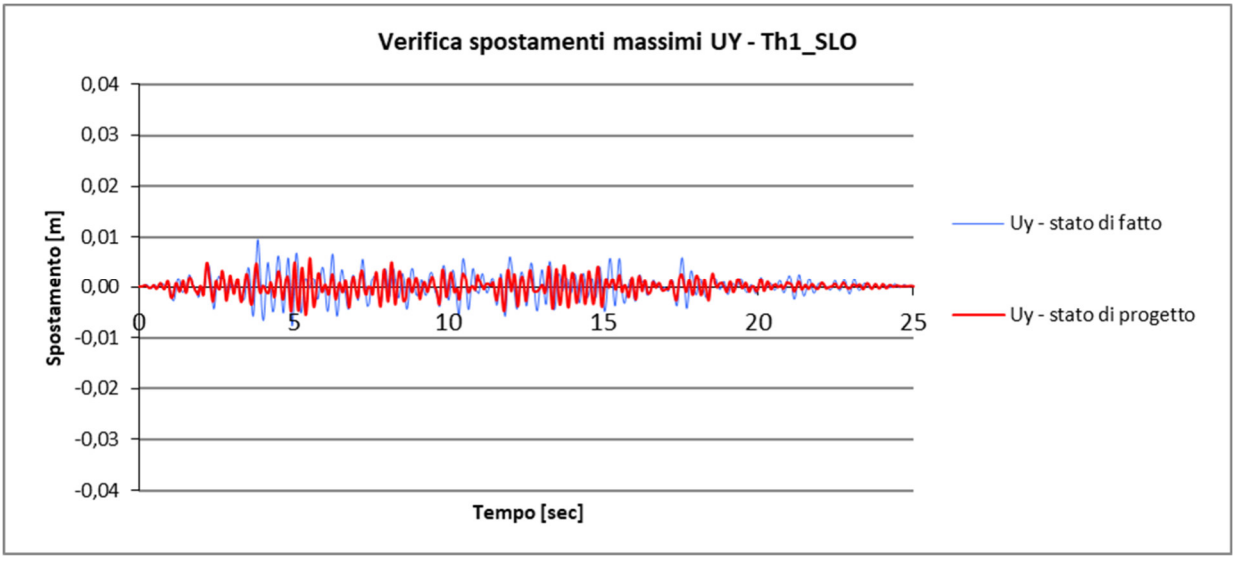
VALORI DEFORMATE							
Quota	h_i	h_{tot} da terra	$\delta_{assoluto} = (U1^2 + U2^2)^{0,5}$	$\delta_{relativo\ d'interpiano}$	$\delta_{lim} = 2/3*(0,005h_i)$	$\delta_{rel\ d'interp} < \delta_{lim}$	deformata limite
	m	m	m	m	m	-	m
0,00	0,00	0,00	0,000000	0	0	-	0
3,90	3,90	3,90	0,009158	0,009158	0,013	verificata!	0,013
8,30	4,40	8,30	0,014255	0,005096	0,014666667	verificata!	0,027666667
11,45	3,15	11,45	0,015469	0,001214	0,0105	verificata!	0,038166667





Di seguito si riportano, per il caso di analisi Time history SLO1, il confronto tra gli spostamenti assoluti nello stato di fatto e nello stato di progetto del nodo sommitale (nodo n. 2424).





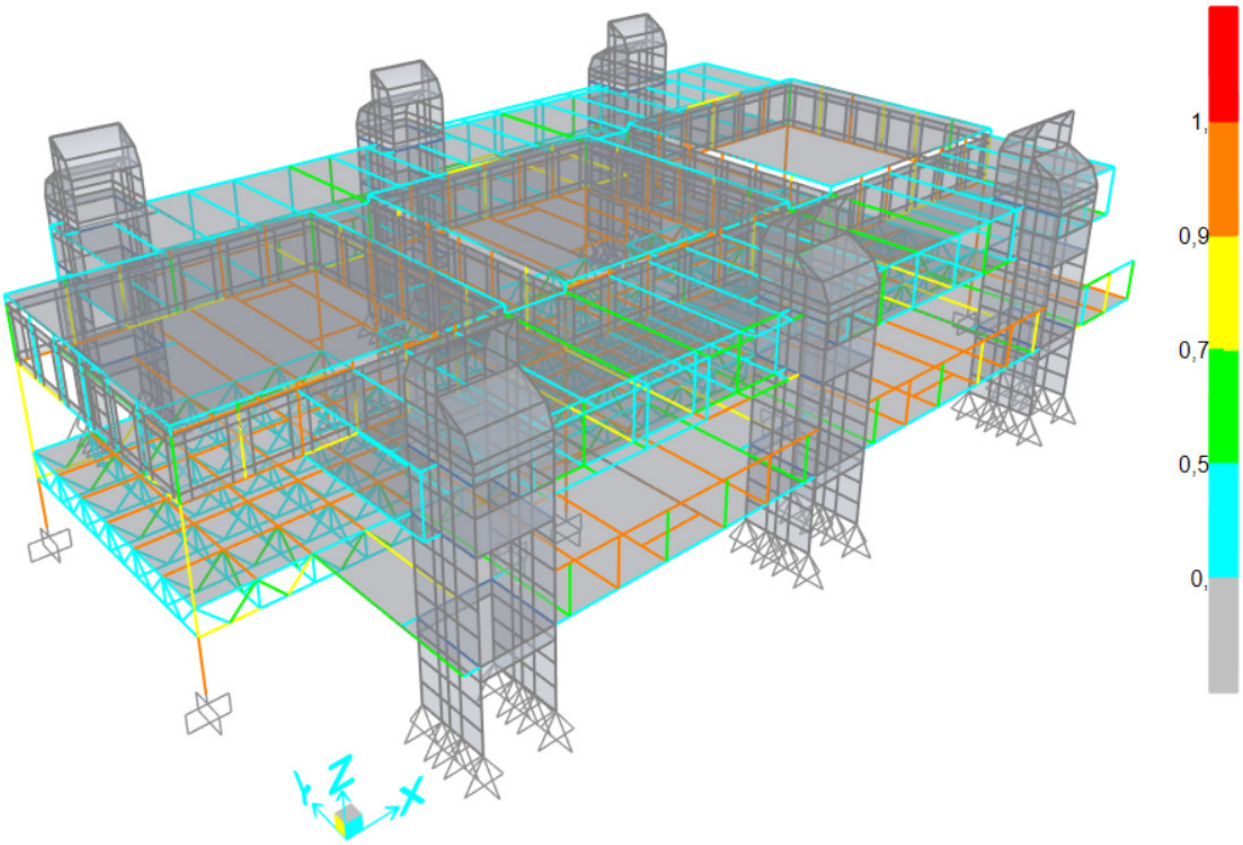
Il confronto mostrato per la condizione più critica tra lo stato di fatto e quello di progetto mostra una sensibile riduzione degli spostamenti sommitali in entrambe le direzioni; più accentuata nella direzione longitudinale X. A seguito dell'intervento si ottiene un livello di sicurezza pari all'adeguamento relativo allo SLO.

10.4. Verifica struttura esistente allo SLV ζ_E=1,00 – stato di progetto

Viene effettuata la verifica per le azioni sismiche allo SLV. La verifica è soddisfatta quando il valore di ciascuna sollecitazione E_d è inferiore al corrispondente valore della resistenza R_d

$$E_d \leq R_d$$

I risultati vengono riportati graficamente; la verifica in ogni singolo elemento è soddisfatta quando l'indice ottenuto è inferiore all'unità, viceversa, nel caso sia superiore, non risulta soddisfatta ed è evidenziato con il colore rosso. Per tutte le formule di verifica dei diversi casi si rimanda alle NTC 2018.



La verifica risulta soddisfatta.

10.5. Verifica delle nuove strutture in acciaio delle torri

In generale le verifiche delle singole membrature (pilastri, travi, aste) che compongono le strutture in acciaio, vengono eseguite in base alle NTC2018, assegnando ai coefficienti parziali di sicurezza per il materiale, i valori indicati:

$\gamma_{M0} = 1{,}05$ (per sezioni di classe 1-2-3);

$\gamma_{M1} = 1{,}05$ (per sezioni di classe 4 – per fenomeni di instabilità).

Le membrature puramente tese sono verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali.

Le membrature compresse, sono verificate per:

- la resistenza delle sezioni trasversali;
- la resistenza all'instabilità.

Le membrature delle travi soggette a flessione sono verificate principalmente per:

- la resistenza delle sezioni trasversali;
- la resistenza all'instabilità flesso torsionale;

Le membrature soggette alla combinazione di forza assiale e momento sono verificate principalmente per:

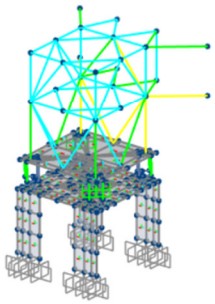
- la resistenza delle sezioni trasversali agli effetti combinati;
- la resistenza delle membrature agli effetti combinati;
- i criteri per le travi;
- i criteri per le membrature tese o compresse, secondo quanto appropriato.

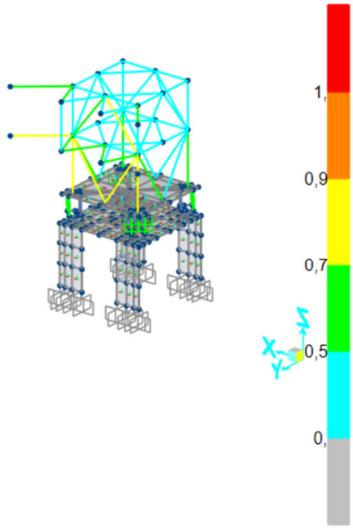
Per tutte le formule di verifica dei diversi casi, si rimanda alle NTC 2018.

Le verifiche delle strutture in acciaio delle torri vengono eseguite per lo SLV con $\zeta_E = 1{,}00$ relativamente alle analisi condotte in campo non lineare. Le analisi interessano le strutture in elevazione delle torri, realizzate con profili HEB in acciaio tipo "S 355".

Si riportano le verifiche di tutte le aste direttamente per via grafica. La verifica si intende soddisfatta quando il numero riportato al fianco dell'asta è inferiore ad 1.

Di seguito si riporta la verifica condotta per le combinazioni C_Th_SLV_01, C_Th_SLV_02, C_Th_SLV_03,





La verifica risulta soddisfatta per tutte le aste.

Si riporta nel dettaglio la verifica dell'asta maggiormente sollecitata evidenziata nell'immagine di verifica.

```
Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK    (Summary for Combo and Station)
Units  :  KN, m, C

Frame :  5599     X Mid:  35,15     Combo:  C_Th_SLV_02     Design Type:  Column
Length:  3,2      Y Mid:  34,4      Shape:  HE340B          Frame Type:  Non Dissipative
Loc   :  0,       Z Mid:  6,6       Class:  Class 1         Rolled : Yes

Interaction=Method B                MultiResponse=Envelopes                P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code?  No            Ignore Special EQ Load?  No            D/P Plug Welded?  Yes

GammaM0=1,05      GammaM1=1,05      GammaM2=1,25
q0=1,             Omega=1,          GammaRd=1,1
An/Ag=1,          RLLF=1,           PLLF=0,           D/C Lim=1,          Prin. Axis Angle = 0, deg

Aeff=0,017        Av,2=0,006        Av,3=0,014        eNy=0,              eNz=0,
A=0,017           Iy=3,666E-04      iy=0,146          Wel,y=0,002         Weff,y=0,002
It=2,630E-06      Iz=9,690E-05      iz=0,075          Wel,z=6,460E-04     Weff,z=6,460E-04
Iw=2,457E-06      Iyz=0,            h=0,34            Wpl,y=0,002
E=210000000,      fy=355000,        fu=510000,        Wpl,z=9,860E-04


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location              Ned        My,Ed        Mz,Ed        V2,Ed        V3,Ed          TEd
    0,              -1110,476      149,365       30,412       84,988       15,552        0,034

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)
    D/C Ratio:     0,798 = 0,501 + 0,214 + 0,083   <           1,          OK
                       = NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
                           + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)        (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN
                          NEd        Nc,Rd        Nt,Rd
                        Force     Capacity     Capacity
    Axial           -1110,476     5781,429     5781,429

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T       Ncr,TF        An/Ag
                     5781,429     6279,12   11135,107   11135,107            1,
```

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	b	0,34	7166,213	0,92	1,046	0,648	3746,747
Y-Y Braced	b	0,34	80932,292	0,274	0,55	0,974	5628,907
Z-Z	c	0,49	3525,038	1,312	1,634	0,384	2218,156
Z-Z Braced	c	0,49	25208,825	0,491	0,692	0,848	4903,599
Torsional TF	c	0,49	11135,107	0,738	0,904	0,701	4051,752

MOMENT DESIGN

	MEd Moment	MEd,span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Y-Y	149,365	149,365	73,392	128,59
Z-Z	30,412	30,412	15,078	25,375

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Y-Y	814,133	814,133	749,844	684,313
Z-Z	333,362	333,362	333,362	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	b	0,34	0,673	0,807	0,841	2,457E-06	1886,712

Factors	kw	Psi	C2	C3
	1,	1,193	0,	0,994
	za	zs	zg	zz	zj
	0,17	5,6E-17	0,17	0,	5,551E-17

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,873	0,544	0,982	0,906

	Ved Force	Vpl,Rd Capacity	Ved/Vpl,Rd Ratio	rho Factor
2-Axis	84,988	1096,825	0,077	1,
3-Axis	15,552	2642,218	0,006	1,

SHEAR DESIGN

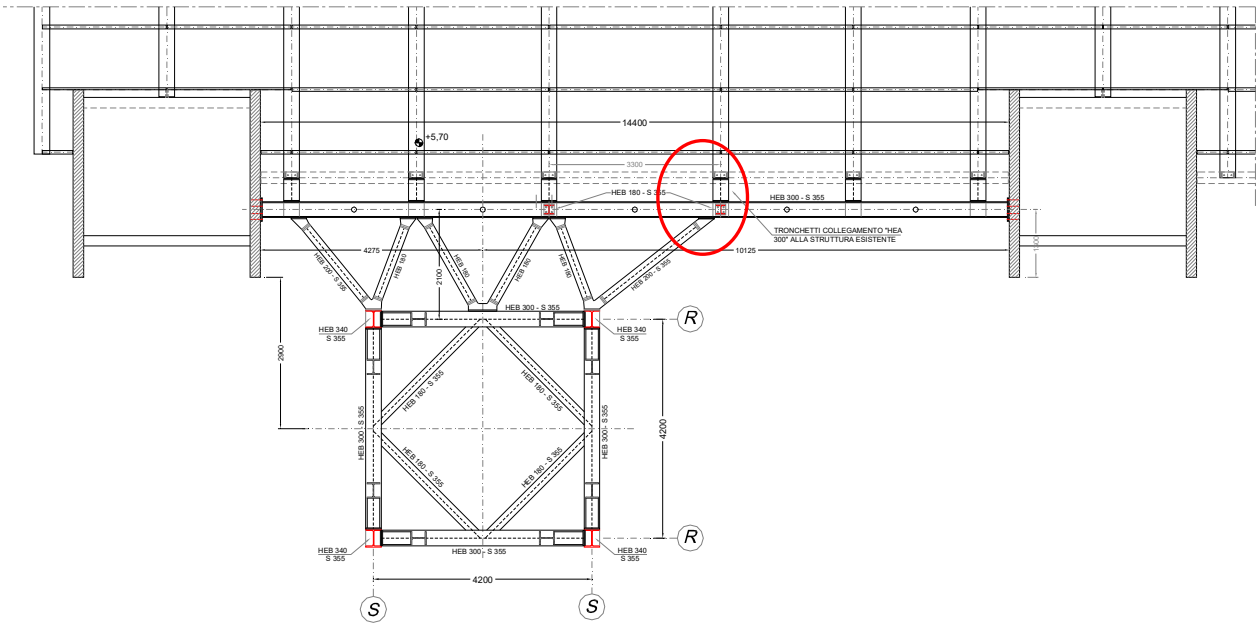
	VEd Force	TEd Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	84,988	0,039	1096,825	0,077	OK
3-Axis	15,552	0,039	2642,218	0,006	OK

La verifica risulta soddisfatta per tutte le aste.

10.6. Verifica dei collegamenti torri – struttura esistente

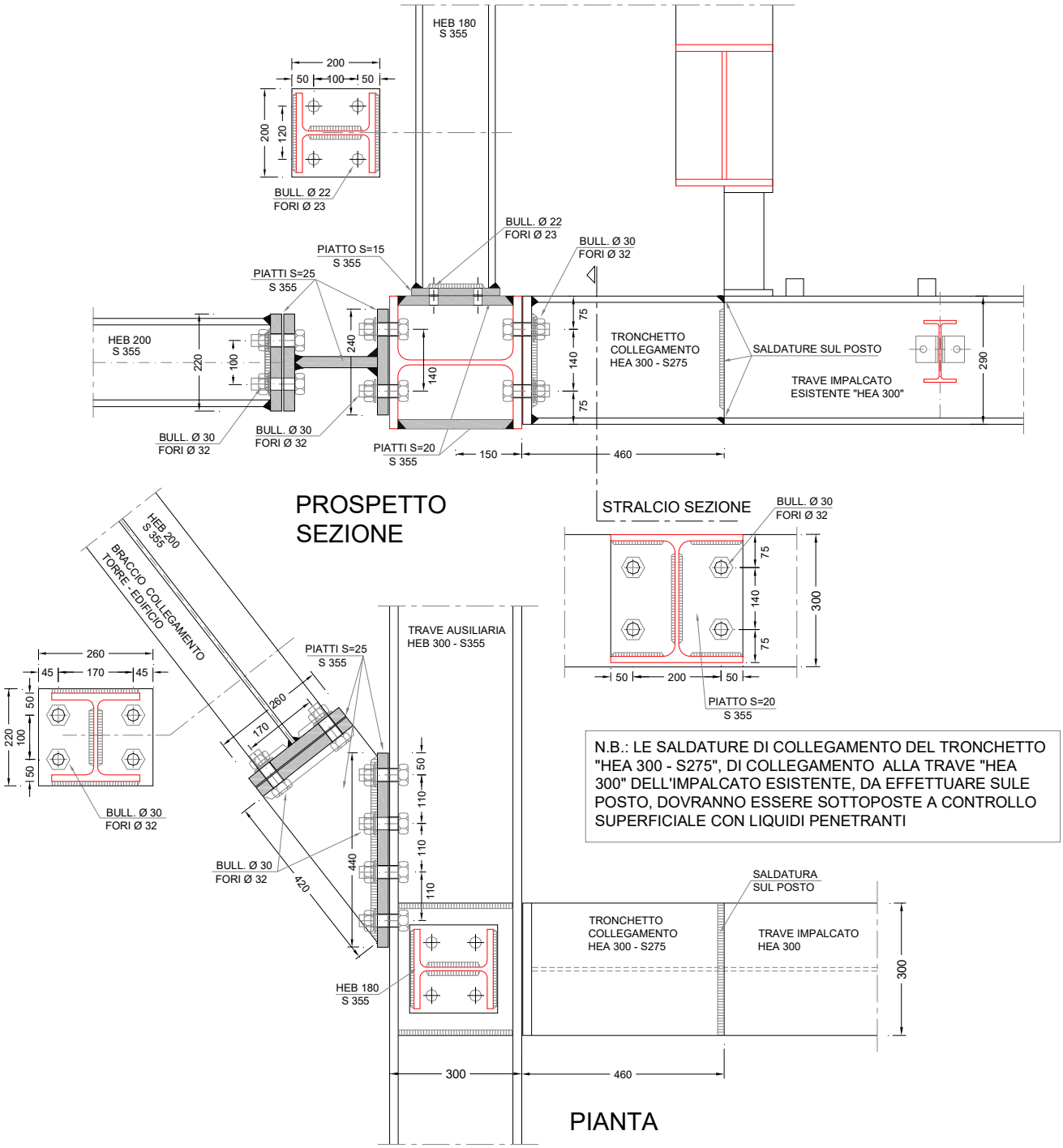
Il collegamento delle torri dissipative alle strutture esistenti in corrispondenza degli impalcati a quote +5,70 e +9,025 avviene con bracci a comportamento pendolare "HEB 180 – 200" diversamente inclinati nel piano. Dal lato dell'edificio, tali bracci, mediante giunti bullonati vengono fissati su di una trave ausiliaria HEB 300, disposta in orizzontale, fissata alle pareti in c.a. di due nuclei consecutivi ed in testa alle travi principali trasversali in profili "HEA 300" degli impalcati di piano, mediante tronchetti "HEA 300" in prosecuzione delle travi esistenti. I tronchetti "HEA 300" vengono saldati sul posto alle travi degli impalcati e bullonati alla trave ausiliaria "HEB 300"; la saldatura è di continuità e verrà sottoposta a controllo superficiale mediante liquidi penetranti.

Di seguito verrà analizzato e verificato il giunto evidenziato in figura nella carpenteria di piano dell'impalcato a quota +5,70 di una delle due torri, che dalle analisi risulta il più sollecitato.



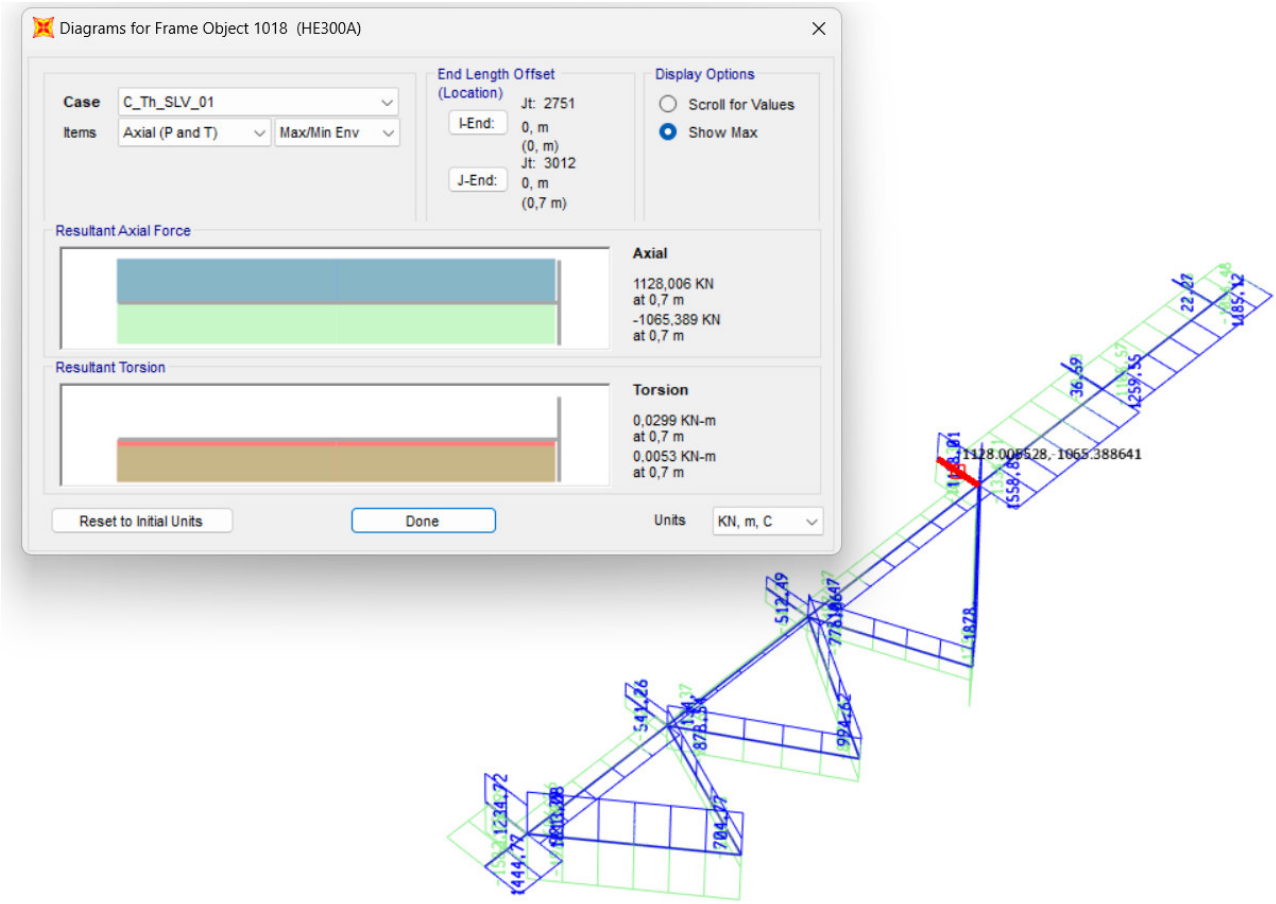
PIANTA CARPENTERIA TORRE TIPO - quota +5,70 (1:50)

Per un maggior dettaglio, ad integrazione progettuale, viene riportato il particolare esecutivo del giunto analizzato.

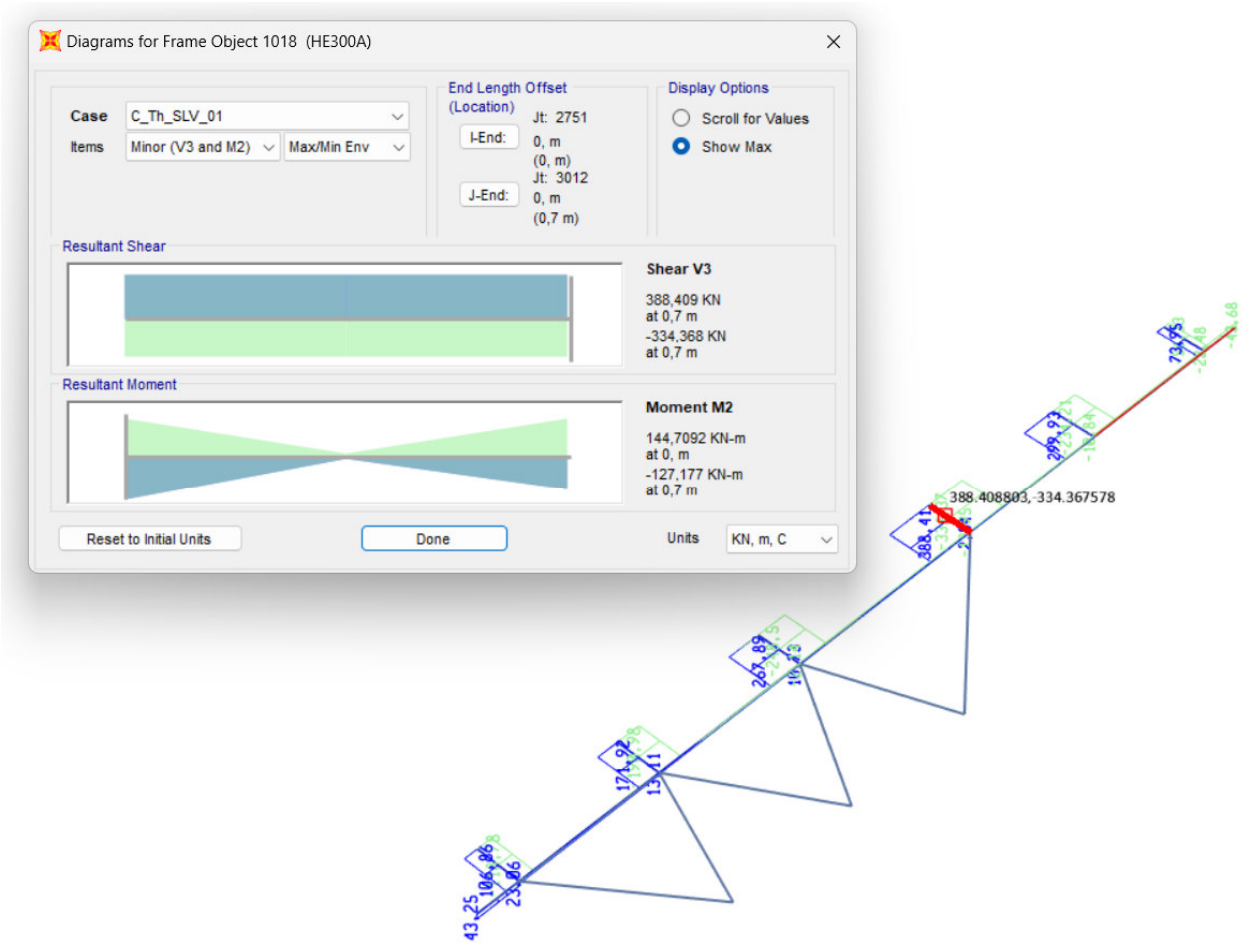


Particolare giunto tipo connessione bracci di collegamento torri edificio

Il tronchetto di collegamento della trave ausiliaria alle travi principali trasversali dell'impalcato, è prevalentemente sollecitato a sforzo normale nonché a taglio V3; si riportano le massime sollecitazioni registrate dalle analisi per una delle tre combinazione time history allo SLV unitario; in particolare la combinazione C_Th_SLV_01 risultata più gravosa.



Sollecitazioni assiali



Sollecitazioni di taglio V3

La saldatura di continuità, a completo ripristino delle sezioni resistenti, con la trave dell'impalcato esistente, garantisce appieno la verifica del collegamento; mentre il collegamento con la trave ausiliaria "HEB 300" avviene mediante giunto flangiato bullonato con 4 bulloni M30 (10.9)

Gli sforzi massimi registrati di trazione e taglio sono:

$$F_{t,Ed} = 1128\ KN$$

$$F_{v,Ed} = 388\ KN$$

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio la verifica dei bulloni deve essere effettuata secondo la seguente formula:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1{,}4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

La resistenza a trazione dei bulloni Φ 30 è pari a:

$$F_{t,Rd} = 0{,}9\ f_{tb} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0{,}9\ \cdot 1000\ \cdot \frac{581}{1{,}25} = 418\ KN$$

Il taglio resistente dei bulloni Φ 30 è pari a (area resistente del gambo 707 mm²):

$$F_{v,Rd} = 0{,}5\, f_{tb} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0{,}5 \cdot 1000 \cdot \frac{707}{1{,}25} = 282{,}80\ KN$$

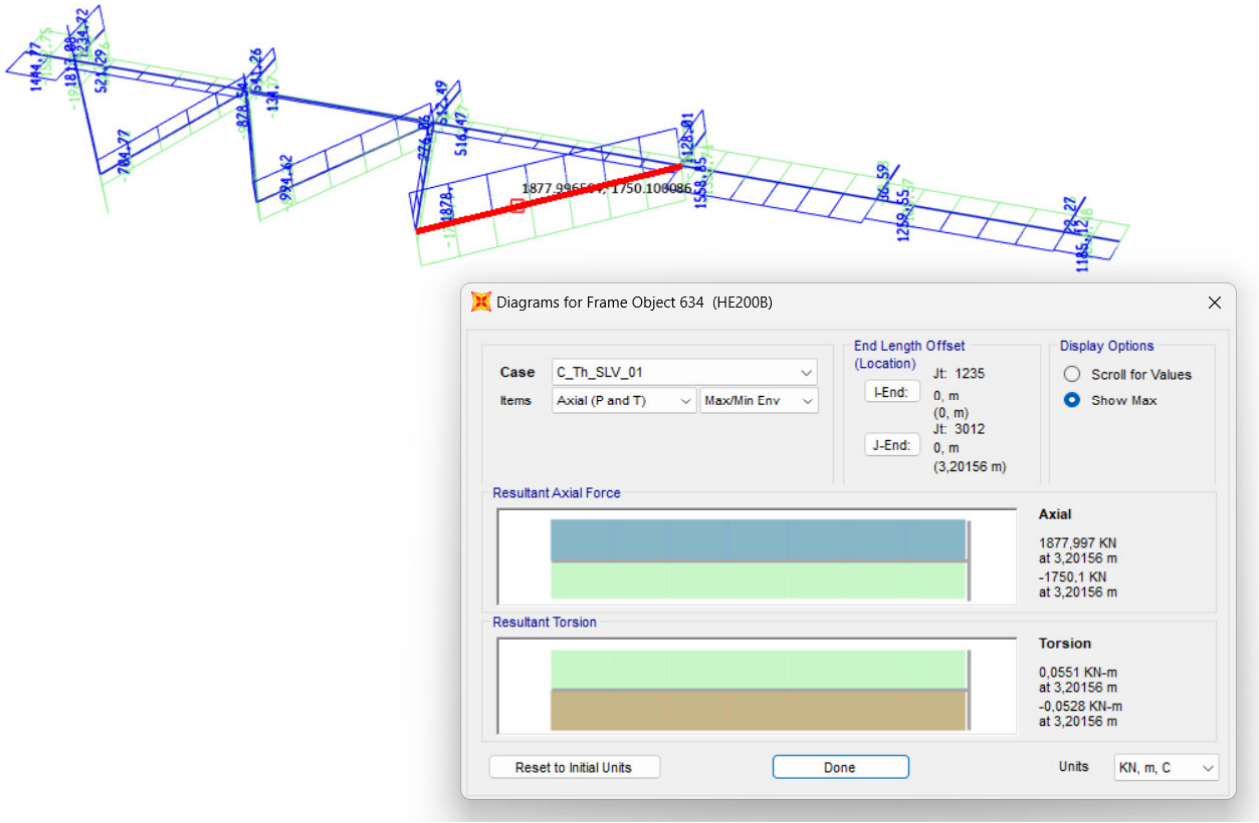
Per cui, con n.4 bulloni, si ha:

$$\frac{388}{4 \cdot 282{,}80} + \frac{1128}{1{,}4 \cdot 4 \cdot 418} = 0{,}82 \leq 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

Anche il collegamento del braccio inclinato in pianta "HEB 200" alla trave ausiliaria "HEB 300" avviene mediante giunto flangiato bullonato con 4 bulloni M30 (10.9); in questo caso, essendo il braccio angolato di 38° rispetto alla trave ausiliaria, il massimo sforzo normale di trazione che si registra sul braccio, avrà rispetto alla trave una componente normale ed una tangenziale, per cui i bulloni di giunzione saranno sottoposti all'azione combinata di trazione e taglio.

Di seguito si riportano le massime sollecitazioni registrate dalle analisi sul braccio di collegamento "HEB 200" sempre per la combinazione C_Th_SLV_01 risultata più gravosa.



Massime sollecitazioni assiali bracci di collegamento torre-edificio – impalcato a quota +5,70

Il massimo sforzo di trazione registrato è pari a:

$$F_{traz,Ed} = 1878\ kN$$

Con l'inclinazione rispetto alla trave ausiliaria "HEB 300" di 38° si hanno le seguenti componenti di taglio e trazione:

$$F_{v,Ed} = 1878 \cdot cos38° = 1479\ KN$$

$$F_{t,Ed} = 1878 \cdot sen38° = 1156\ KN$$

Queste azioni vengono assorbite da tutto il collegamento bullonato formato da 8 Φ 30. Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio la verifica dei bulloni deve essere effettuata secondo la seguente formula:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1{,}4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

La resistenza a trazione dei bulloni Φ 30 è pari a:

$$F_{t,Rd} = 0{,}9\ f_{tb} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0{,}9\ \cdot 1000\ \cdot \frac{581}{1{,}25} = 418\ KN$$

Il taglio resistente dei bulloni Φ 30 è pari a (area resistente del gambo 707 mm^2):

$$F_{v,Rd} = 0{,}5\ f_{tb} \cdot \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 0{,}5\ \cdot 1000\ \cdot \frac{707}{1{,}25} = 282{,}80\ KN$$

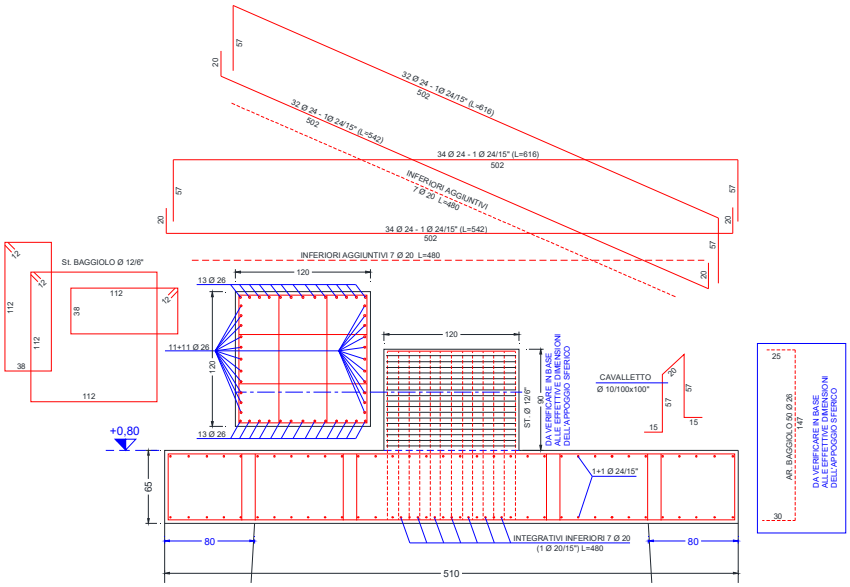
Per cui, con n.8 bulloni, si ha:

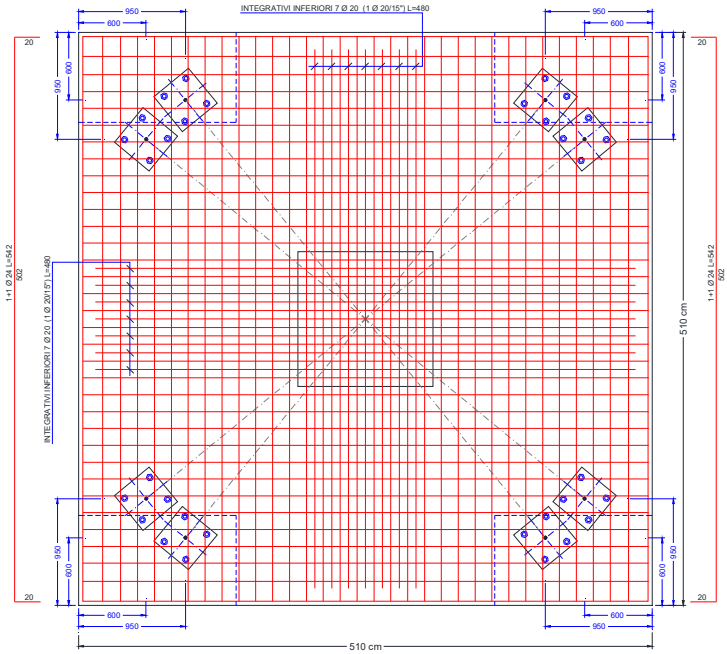
$$\frac{1479}{8 \cdot 282{,}80} + \frac{1156}{1{,}4 \cdot 8 \cdot 418} = 0{,}90 \leq 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

10.7. Verifica basamento inferiore torri

La verifica del basamento inferiore delle torri viene condotta con le sollecitazioni derivanti dalle condizioni sismiche allo SLV e con le massime sollecitazioni dovute alla combinazione ai massimi carichi verticali.





PART. ARMATURA PLATEA BASAMENTO INFERIORE Torre tipo - quota +0,80 (1:25)

Basamento nucleo

La soletta in esame misura $5{,}10x5{,}10\ m$ ed ha spessore pari a 65 cm; è armata inferiormente e superiormente in entrambe le direzioni con $1\ \phi 24/20\ cm$, centralmente sono disposti n. 7 $\phi 20$ ferri integrativi. Le massime sollecitazioni agenti sono riportate nell'immagine seguente relativa al caso di analisi "INVILUPPO SLU-SLV".

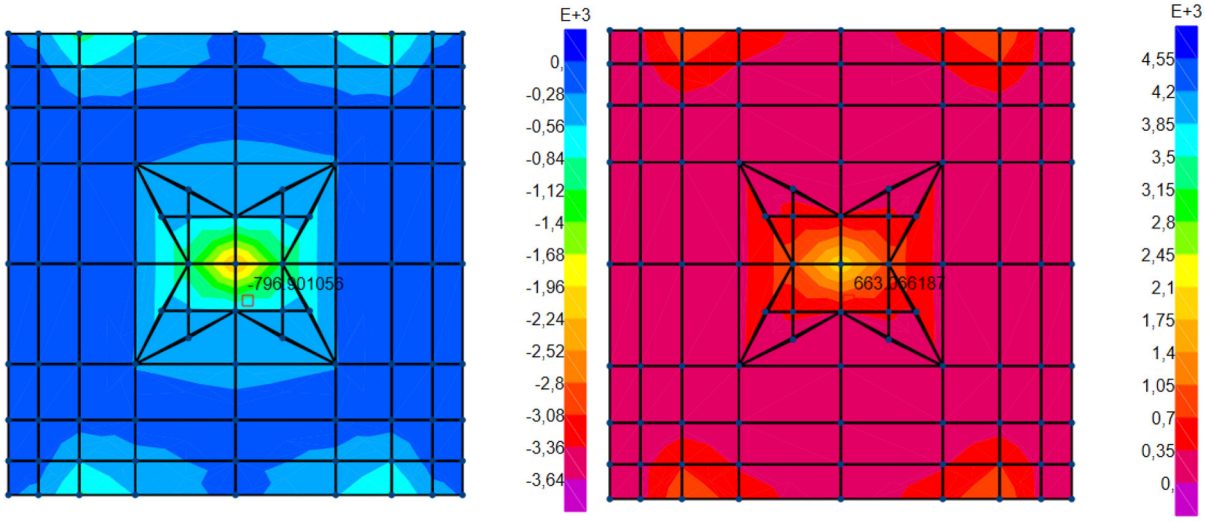


Figura 2 – *Momento flettente trasversale M_{11min}; M_{11max}*

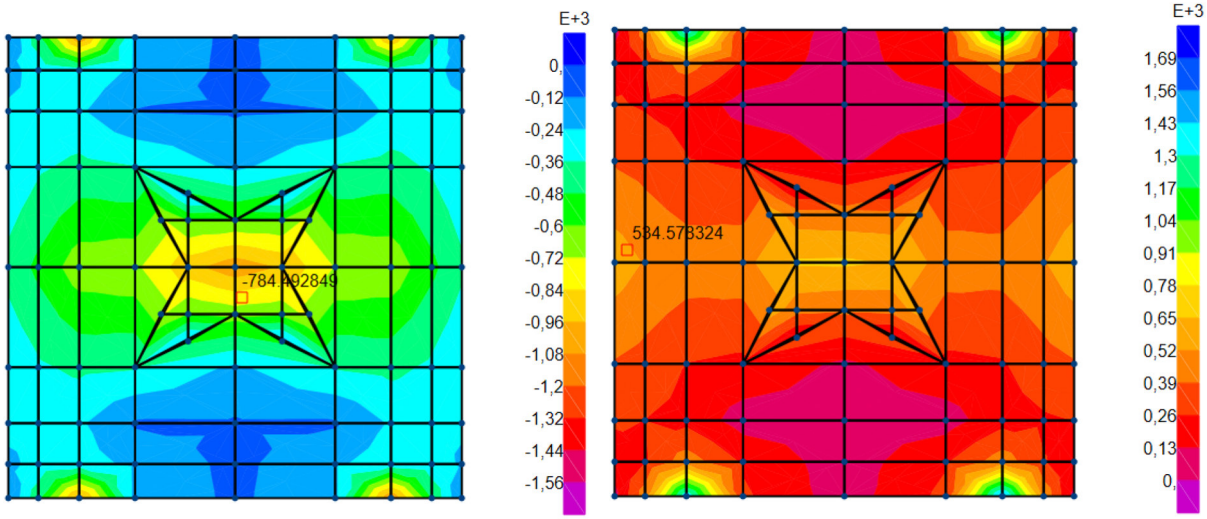


Figura 3 – *Momento flettente longitudinale M_{22min}; M_{22max}*

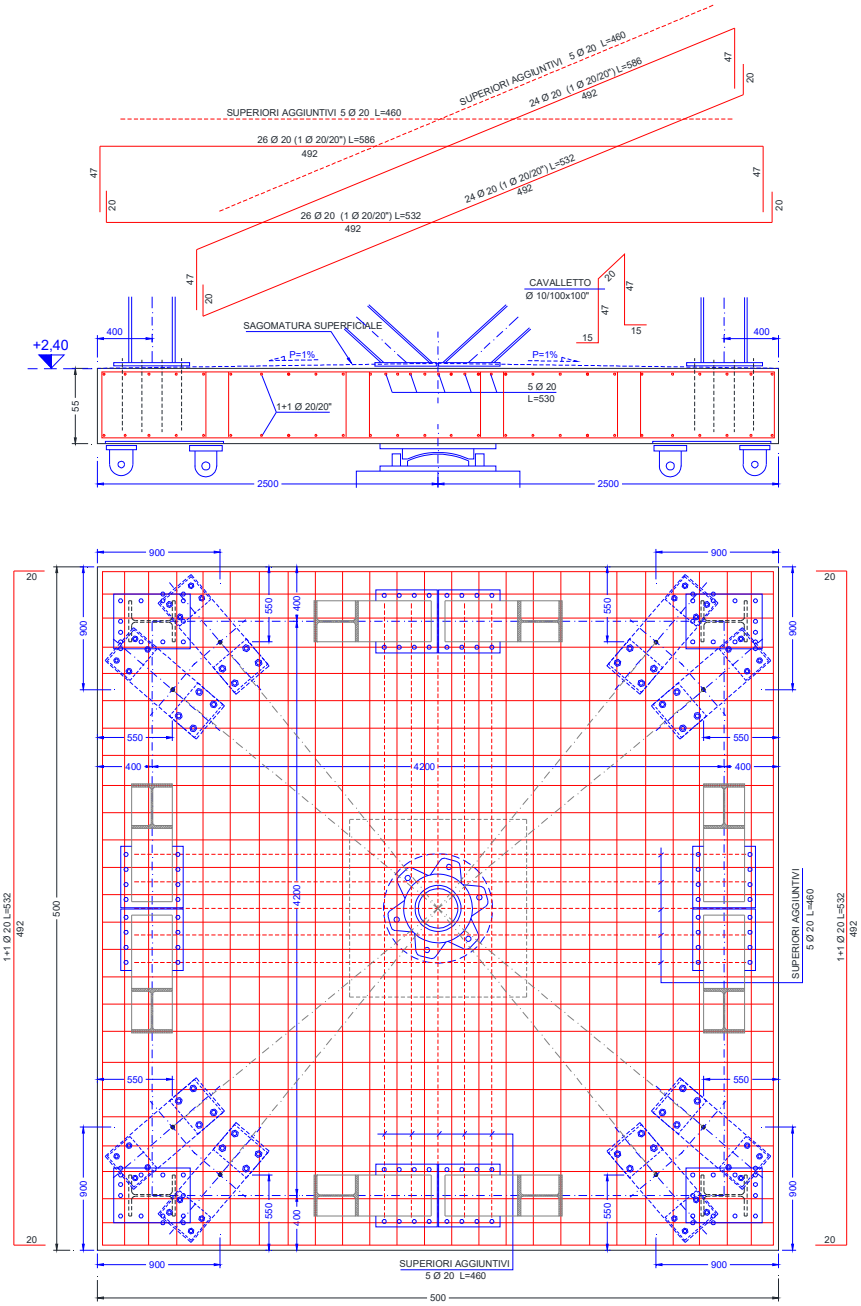
Il momento resistente nella zona maggiormente sollecitata è dato da

$M_{Rd} = A_s \cdot 0{,}9d \cdot f_{yd} = (5 \cdot 452 + 5 \cdot 314) \cdot 0{,}9 \cdot 600 \cdot 391{,}3 = 808{,}29\ kNm$; la verifica è soddisfatta in quanto:

$$M_{Sd} = 796{,}80\ kNm < M_{Rd} = 808{,}29\ kNm$$

10.8. Verifica basamento torri

La verifica del basamento delle torri viene condotta con le sollecitazioni derivanti dalle condizioni sismiche allo SLV e con le massime sollecitazioni dovute alla combinazione ai massimi carichi verticali.



PART. ARMATURA BASAMENTO Torre tipo - quota +2,40 (1:25)

Basamento torri

La soletta in esame misura $5{,}00x5{,}00\ m$ ed ha spessore pari a 55 cm; è armata inferiormente e superiormente in entrambe le direzioni con $1\ \phi 20/20\ cm$, centralmente sono disposti n. 5 $\phi 20$ ferri integrativi. Le massime sollecitazioni agenti sono riportate nell'immagine seguente relativa al caso di analisi "INVILUPPO SLU-SLV".

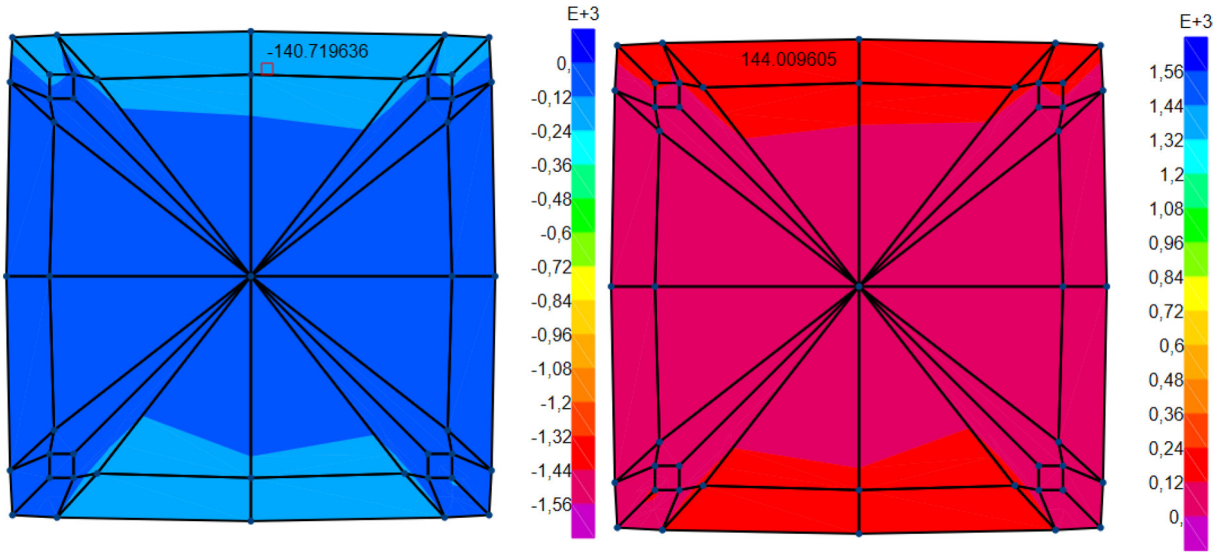


Figura 4 – *Momento flettente trasversale M_{11min}; M_{11max}*

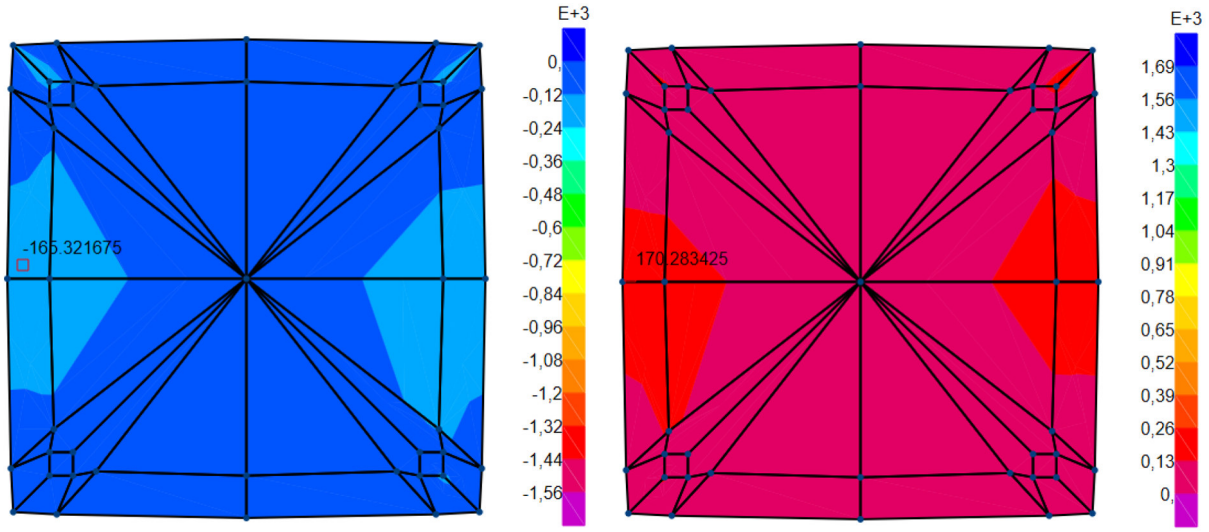


Figura 5 – *Momento flettente longitudinale M_{22min}; M_{22max}*

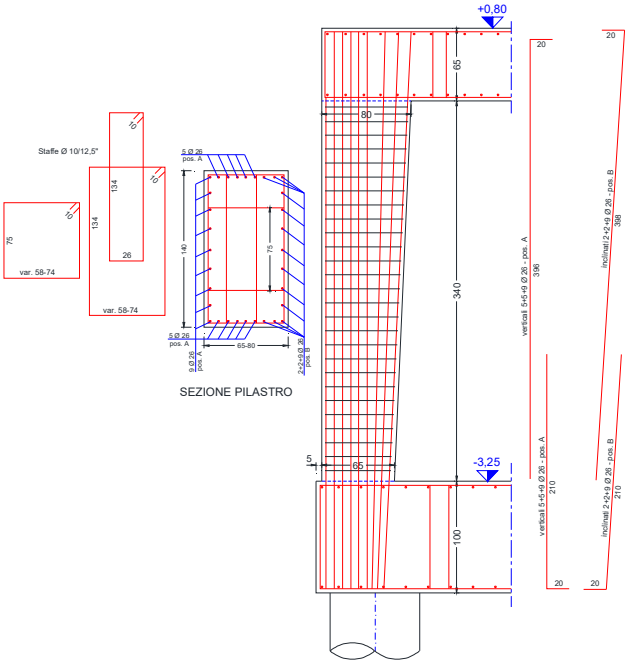
Il momento resistente nella zona maggiormente sollecitata è dato da

$M_{Rd} = A_s \cdot 0{,}9d \cdot f_{yd} = 10 \cdot 314 \cdot 0{,}9 \cdot 500 \cdot 391{,}3 = 552{,}91\ kNm$; la verifica è soddisfatta in quanto:

$$M_{Sd} = 170{,}28\ kNm < M_{Rd} = 552{,}91\ kNm$$

10.9. Verifica pilastri d'angolo

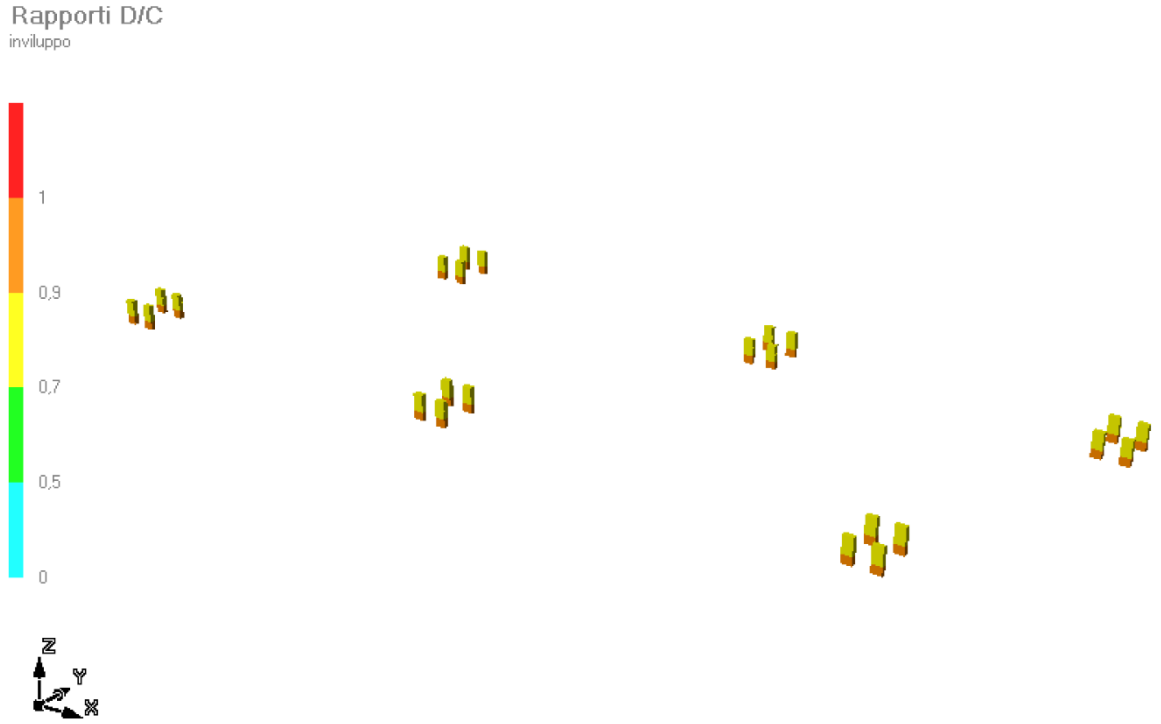
La verifica dei pilastri d'angolo alla base delle torri viene condotta con le massime sollecitazioni derivanti dalle condizioni sismiche allo SLV e con le massime sollecitazioni dovute alla combinazione ai massimi carichi verticali.



PART. ARMATURA PILASTRI DANGOLO (n.4) (1:25)

Pilastri d'angolo

I pilastri hanno una larghezza pari a 140cm ed un'altezza variabile da 65 a 80 cm ed è armato verticalmente come nell'immagine soprastante. Nel seguito si riportano le verifiche a pressoflessione ed a taglio.



Verifica PMM - Pilastro 7

1	2	3
0,98	0,85	0,74

Secche (,98) | Imperfezioni (,03)

#	N	M3	M2	D/C
19	2,239e3	-2,780e3	-269,1	0,976
20	2,239e3	-2,780e3	229,0	0,974
21	2,239e3	2,703e3	-269,1	0,959
22	2,239e3	2,703e3	229,0	0,956
27	1,248e3	-1,167e3	-784,8	0,654
29	1,248e3	1,035e3	-784,8	0,646
28	1,248e3	-1,167e3	731,8	0,626
30	1,248e3	1,035e3	731,8	0,618
15	-2,849e3	-2,780e3	-269,1	0,495
16	-2,849e3	-2,780e3	229,0	0,488
17	-2,849e3	2,703e3	-269,1	0,482
18	-2,849e3	2,703e3	229,0	0,473
23	-1,941e3	-1,167e3	-784,8	0,403

Report | Copia

Verifica sollecitazione

Nmin -2,345e+04 Nmax 6648 Sismica ☑

N 2,239e3 M3 -2,780e3 M2 -269,1

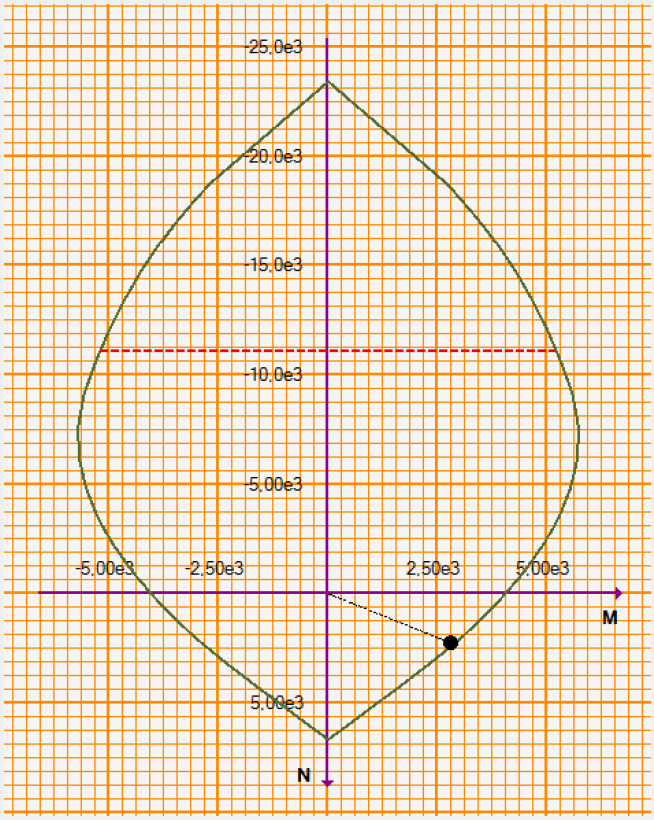
D/C 0,976 Asse neutro | MM | MN

Disegna grafico

◉ Piano M3M2 N:

○ Piano MN Alfa: 0

Esporta | Vista 3D | Copia



Verifica a taglio - Pilastro 7

1	2	3
0,4	0,4	0,4

Direzione 2

Stazione	Combinazione	Sismica	VEd	VRdc	VRcd	VRsd	D/C
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	-989,5	0	2708	2708	0,365
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	-989,5	0	2708	2708	0,365
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	933	0	2708	2708	0,345
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	933	0	2708	2708	0,345
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	-989,5	695,5	2965	2964	0,334
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	-989,5	695,5	2965	2964	0,334
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	933	695,5	2965	2964	0,315
0,05	MED_Th_SLV_X	☑	933	695,5	2965	2964	0,315

Direzione 3

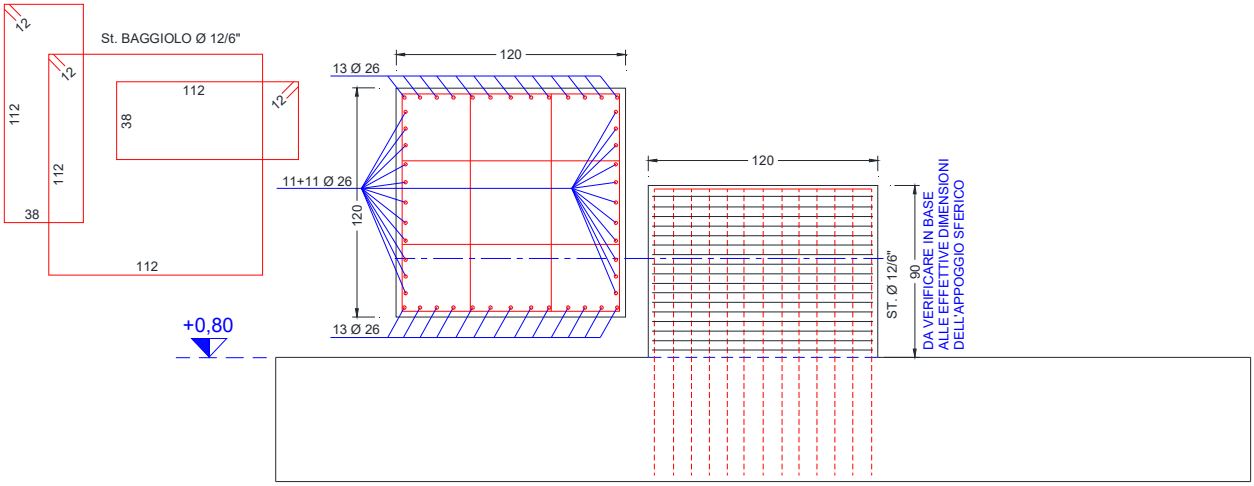
Stazione	Combinazione	Sismica	VEd	VRdc	VRcd	VRsd	D/C
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	-533,5	610	2760	1342	0,397
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	-533,5	610	2760	1342	0,397
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	-533,5	163,5	2479	1342	0,397
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	-533,5	163,5	2479	1342	0,397
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	405,4	610	2760	1342	0,302
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	405,4	610	2760	1342	0,302
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	405,4	163,5	2479	1342	0,302
0,05	MED_Th_SLV_Y	☑	405,4	163,5	2479	1342	0,302

OK

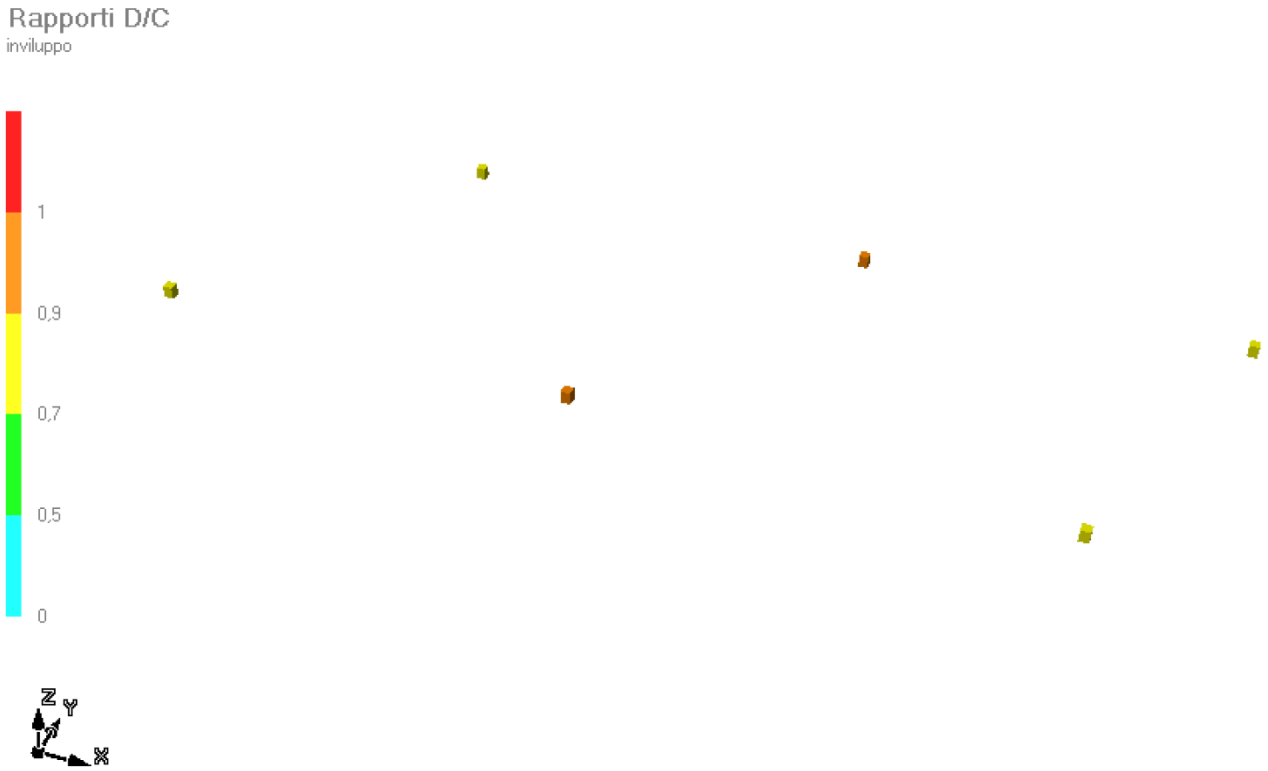
La verifica risulta soddisfatta.

10.10. Verifica baggiolo

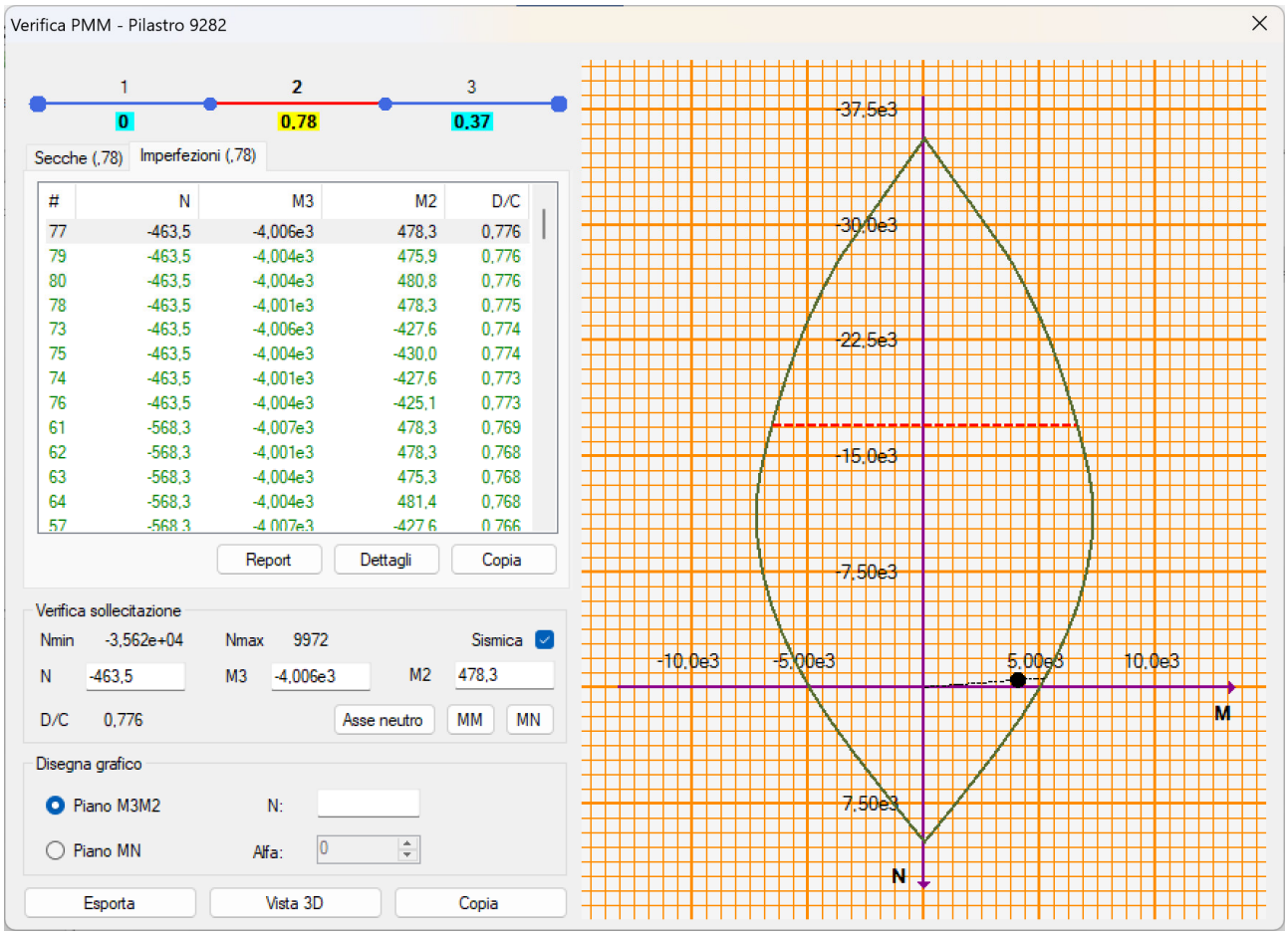
Il baggiolo è un elemento in c.a. da $120x120$ cm e altezza $h = 90{,}0$ cm, a sostegno dell'appoggio sferico. L'armatura longitudinale è costituita da $A_s = 48\ \phi 26$, mentre quella trasversale da staffe $A_{sw} = \phi 12/6"$ a 4 braccia. Si procede alla verifica a pressoflessione e a taglio.



Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e a taglio.

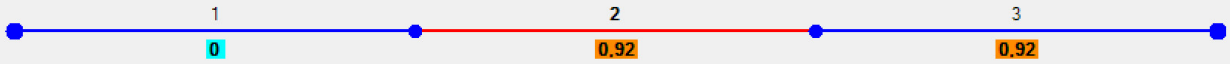


Di seguito si riporta il dettaglio della verifica dell'elemento più sollecitato



#	N	M3	M2	D/C
77	-463,5	-4,006e3	478,3	0,776
79	-463,5	-4,004e3	475,9	0,776
80	-463,5	-4,004e3	480,8	0,776
78	-463,5	-4,001e3	478,3	0,775
73	-463,5	-4,006e3	-427,6	0,774
75	-463,5	-4,004e3	-430,0	0,774
74	-463,5	-4,001e3	-427,6	0,773
76	-463,5	-4,004e3	-425,1	0,773
61	-568,3	-4,007e3	478,3	0,769
62	-568,3	-4,001e3	478,3	0,768
63	-568,3	-4,004e3	475,3	0,768
64	-568,3	-4,004e3	481,4	0,768
57	-568,3	-4,007e3	-427,6	0,766

Verifica a taglio - Pilastro 9282



Direzione 2

Stazione	Combinazione	Sismica	VEd	VRdc	VRcd	VRsd	D/C
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	-4448	506,8	4821	4821	0,923
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	-4448	506,8	4821	4821	0,923
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	-4448	521,1	4833	4833	0,920
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	-4448	521,1	4833	4833	0,920
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	4249	506,8	4821	4821	0,881
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	4249	506,8	4821	4821	0,881
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	4249	521,1	4833	4833	0,879
0,7	MED_Th_SLV_X	☑	4249	521,1	4833	4833	0,879

Direzione 3

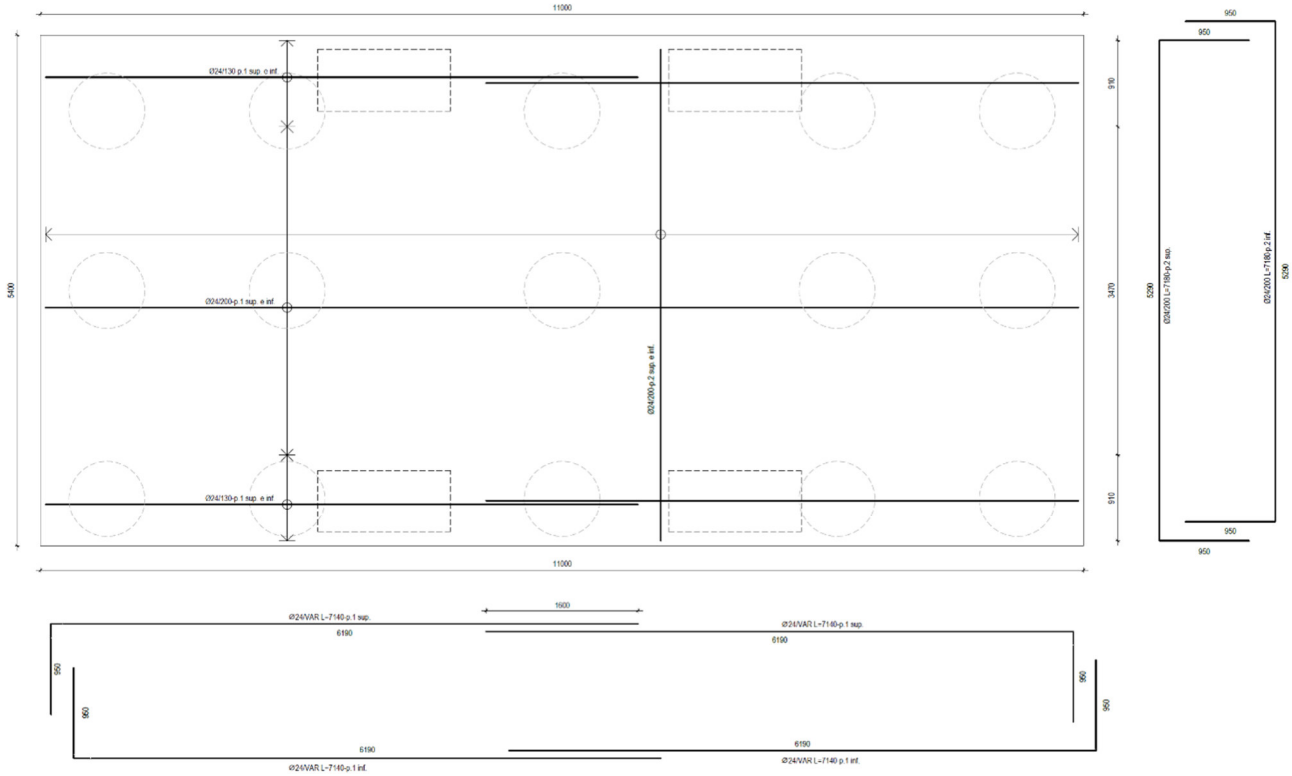
Stazione	Combinazione	Sismica	VEd	VRdc	VRcd	VRsd	D/C
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	1571	505	4819	4819	0,326
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	1571	505	4819	4819	0,326
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	1571	522,1	4834	4834	0,325
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	1571	522,1	4834	4834	0,325
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	-1524	505	4819	4819	0,316
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	-1524	505	4819	4819	0,316
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	-1524	522,1	4834	4834	0,315
0,7	MED_Th_SLV_Y	☑	-1524	522,1	4834	4834	0,315

OK

La verifica risulta soddisfatta.

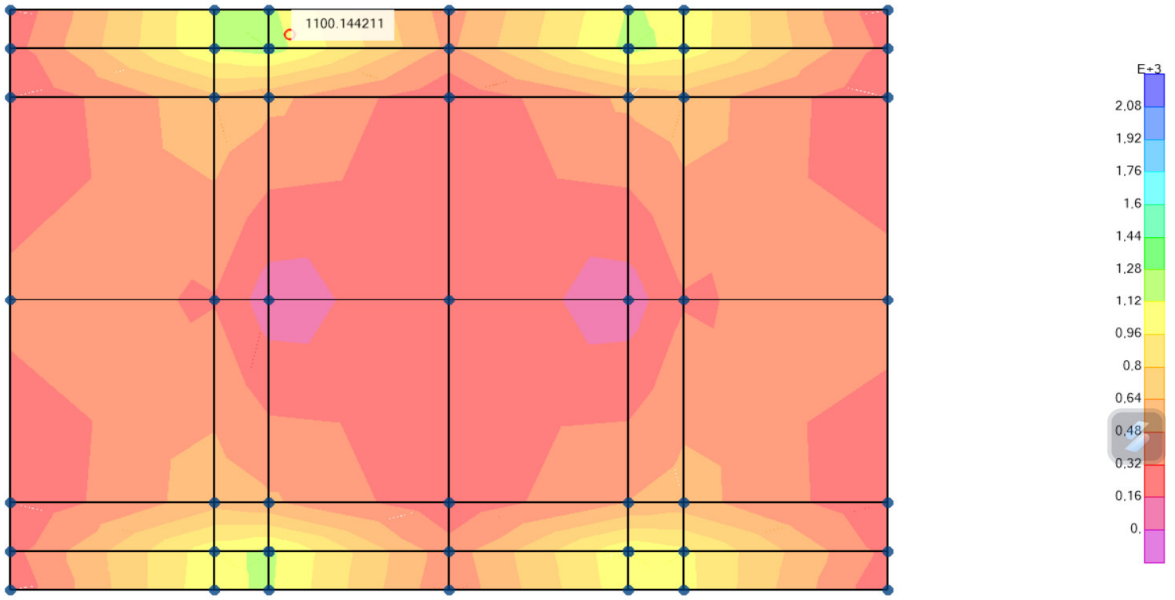
10.11. Verifica platea di fondazione

La verifica della zattera di fondazione viene condotta per le condizioni sismiche allo SLV e con le massime sollecitazioni dovute alla combinazione ai massimi carichi verticali (combinazione di inviluppo SLU-SLV).

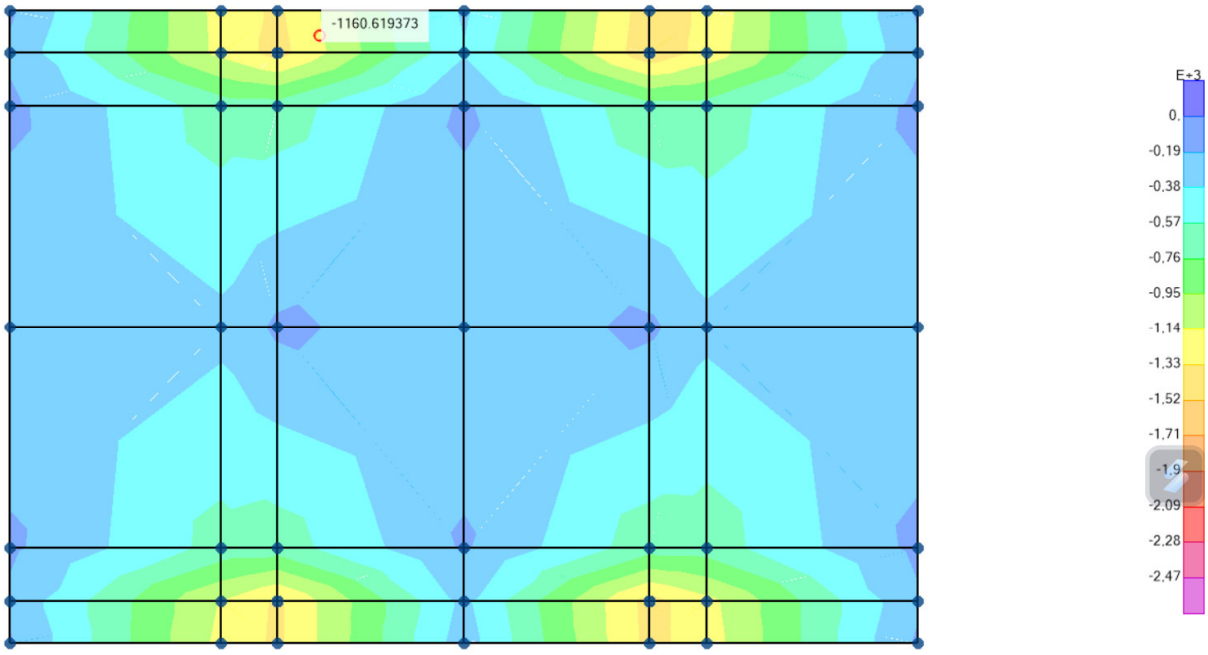


Carpenteria zattera di fondazione torre tipo

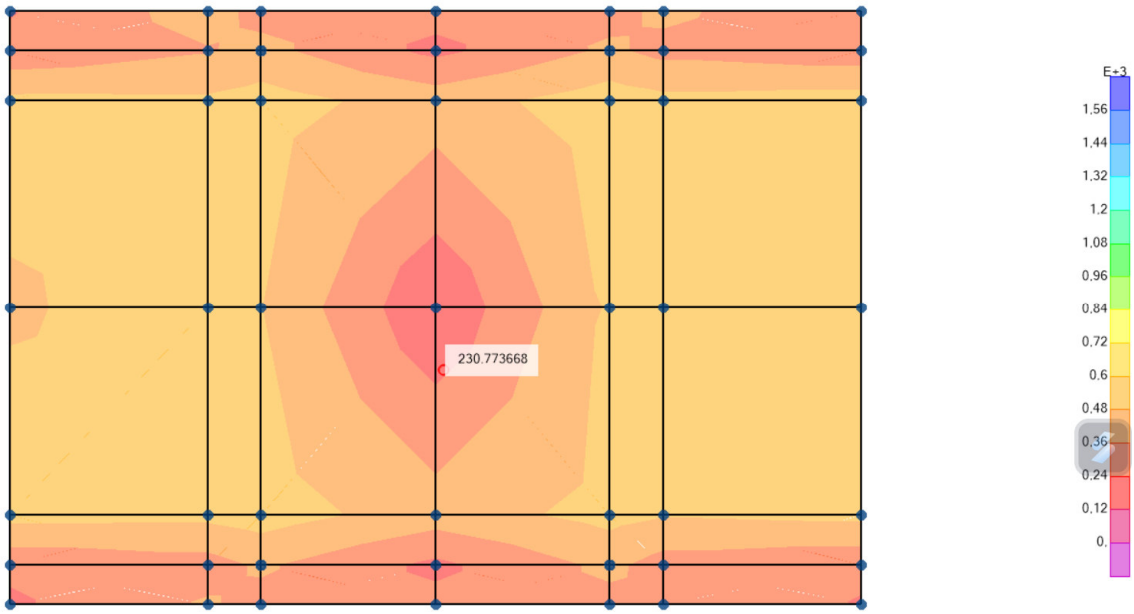
La zattera di fondazione in esame misura $11{,}00 \text{ x } 5{,}40\ m$ ed ha spessore pari a 100 cm; è armata inferiormente e superiormente in entrambe le direzioni con $1\ \phi 24/20\ cm$, tranne nelle due fasce longitudinali laterali, sottostanti l'ingombro dei spallone del basamento, dove viene armata superiormente ed inferiormente con $1\ \phi 24/13\ cm$. Si riporta il grafico della massima sollecitazione flessionale che tende le fibre inferiori per il caso di analisi "INVILUPPO SLU-SLV".



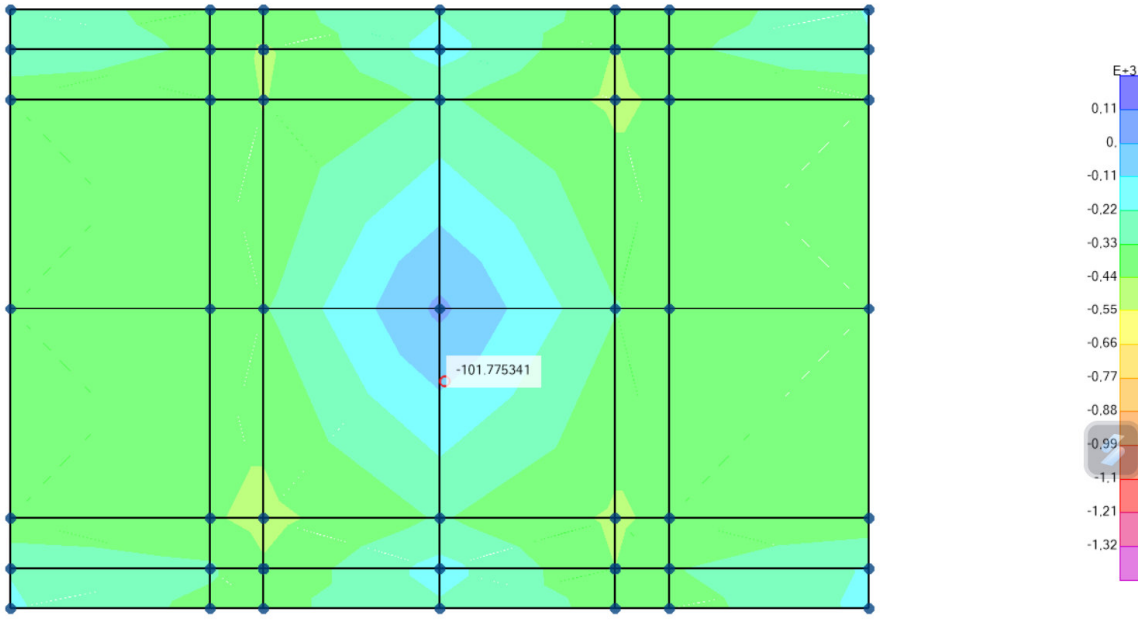
Momento flettente longitudinale M_{11max} – inviluppo SLU-SLV



Momento flettente longitudinale M_{11min} – inviluppo SLU-SLV



Momento flettente trasversale M_{22max} – inviluppo SLU-SLV



Momento flettente trasversale M_{22min} – inviluppo SLU-SLV

Le massime sollecitazioni flettenti si registrano in direzione longitudinale in corrispondenza dell'attacco con gli spalloni del portale con un valore massimo M11min di 1100 KNm circa. La zattera in tali fasce è armata superiormente ed inferiormente con un $1\ \phi 24/13\ cm$ in direzione longitudinale.
Il momento resistente è dato da

$$M_{Rd} = A_s \cdot 0{,}9d \cdot f_{yd} = (\frac{100}{13}) \cdot 452 \cdot 0{,}9 \cdot 950 \cdot 391{,}3 \cdot 10^{-6} = 1163{,}24\ kNm;$$

la verifica è soddisfatta in quanto:

$$M_{Sd} = 1100{,}62\ kNm < M_{Rd} = 1163{,}24\ kNm$$

Le sollecitazioni registrate in direzione trasversale sono di gran lunga inferiori e l'armatura superiore ed inferiore di $1\ \phi 24/20\ cm$ fornisce Mrd molto maggiori.

10.12. Verifica pali di fondazione

I pali di fondazione sono previsti di diametro 80 cm anche in relazione ai ridotti spazi disponibili per la loro esecuzione.

I carichi sui singoli pali sono stati determinati ipotizzando un comportamento rigido della platea di fondazione, la scomposizione è riportata nella relazione geotecnica AI015P-E-LL-00-GEO-RE-02-B.

10.12.1. Verifica a taglio

Per la verifica a taglio del palo si assume a favore di sicurezza il valore massimo di portanza così come determinato nella relazione geotecnica AI015P-D-LL-00-GEO-RE-02-B e qui riportato per comodità.

Φ (mm)	L (m)	$Q_{lim}\downarrow$ (kN)	$Q_{lim}\uparrow$ (kN)	A_{long}	$H_{lim}\leftrightarrow$ (kN)
800	15	1677	927	22 Φ 30	283

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche per le varie tipologie di pali precedentemente elencati.

NTC2018 - VERIFICA SEZIONE CIRCOLARE ARMATA A TAGLIO

ELEMENTO : PALO D800

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo

Classe di resistenza calcestruzzo		**C25/30**	
coefficiente parziale del materiale	γ_C =	**1.5**	
coefficiente riduttivo per lunga durata	α_{cc} =	**0.85**	
Resistenza cilindrica caratteristica (compr.)	f_{ck}=	25	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = (\alpha_{cc}*0.85)/\gamma_C$	14.2	MPa
Resistenza a compr. ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd} = 0.5*f_{cd}$	7.1	MPa

Acciaio per armatura

Classe barre armatura		**B450C**	
coefficienti parziali del materiale	γ_S	**1.15**	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450	MPa
Tensione di calcolo caratteristica di snervamento	f_{yd}=	391.3	MPa

Caratteristiche Sezione

Geometria

Diametro	D =	**800**	mm
Copriferro	c =	**60**	mm
Altezza utile	d =	740	mm

Caratteristiche armatura a taglio

Armatura longitudinale

Diametro barre	ϕ =	**30**	mm
Numero barre su sezione circolare	n =	**22**	
Area totale acciaio	As	155.4	cm^2
Percentuale armatura longitudinale	ρ =	3.09%	

Staffe

Diametro staffe	ϕ =	**10**	mm
Numero bracci	n =	**2**	
Passo staffe	p =	**20**	cm

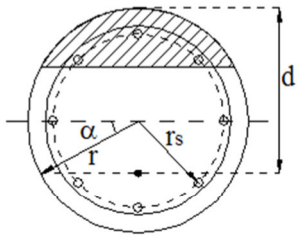
Sollecitazioni agenti

Taglio agente sulla sezione	V_{Ed}=	**283**	kN

Verifica a taglio della sezione circolare armata a taglio

Verifica a Taglio (metodo Clarke-Birjandi 1993)

Raggio sezione circolare	r =	40 cm	
Raggio sezione circolare utile	r_s =	34 cm	
	sen(α)=	0.541	
0<a<p/2 --> 0<a<1,57	α=	0.57 rad	
Area sezione circolare equivalente	A_v=	4156 cm^2	
Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	67 cm	
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	62 cm	
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	7.85 cm^2/m	
Altezza sezione	d=	62 cm	
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80 °	
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5	
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	426 kN	
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	914 kN	
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**426 kN**	
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	283 kN	
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.66**	**OK**



Verifica a Taglio (metodo CEB n°137 allegato 5)

Base sezione rettangolare equivalente	b_e=	72 cm
Altezza sezione rettangolare equivalente	d_e=	64 cm
Area delle staffe per metro lineare di trave	A_{sw}=	7.85 cm^2/m
Altezza utile sezione	d=	58 cm
Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°<q=45°	θ=	21.80 °
Cotangente di teta	ctgθ=	2.5
Resistenza tiranti verticali (staffe)	V_{Rds}=	399 kN
Resistenza puntone di cls	V_{Rdc}=	914 kN
Taglio resistente	**V_{Rd}=**	**399 kN**
Taglio sollecitante	V_{Ed}=	283 kN
Ratio di verifica	V_{ed} / V_{Rd} =	**0.71** **OK**

10.12.2. Verifica a flessione

Per la verifica a flessione si è modellato l'elemento palo vincolato lateralmente utilizzando opportune molle aventi la rigidezza riportata nella relazione geotecnica AI015P-D-LL-00-GEO-RE-02-B in modo da determinare l'andamento del momento flettente lungo il fusto. Il taglio agente in sommità al singolo palo vale:

$$V_{p80} = 266{,}67\ kN$$

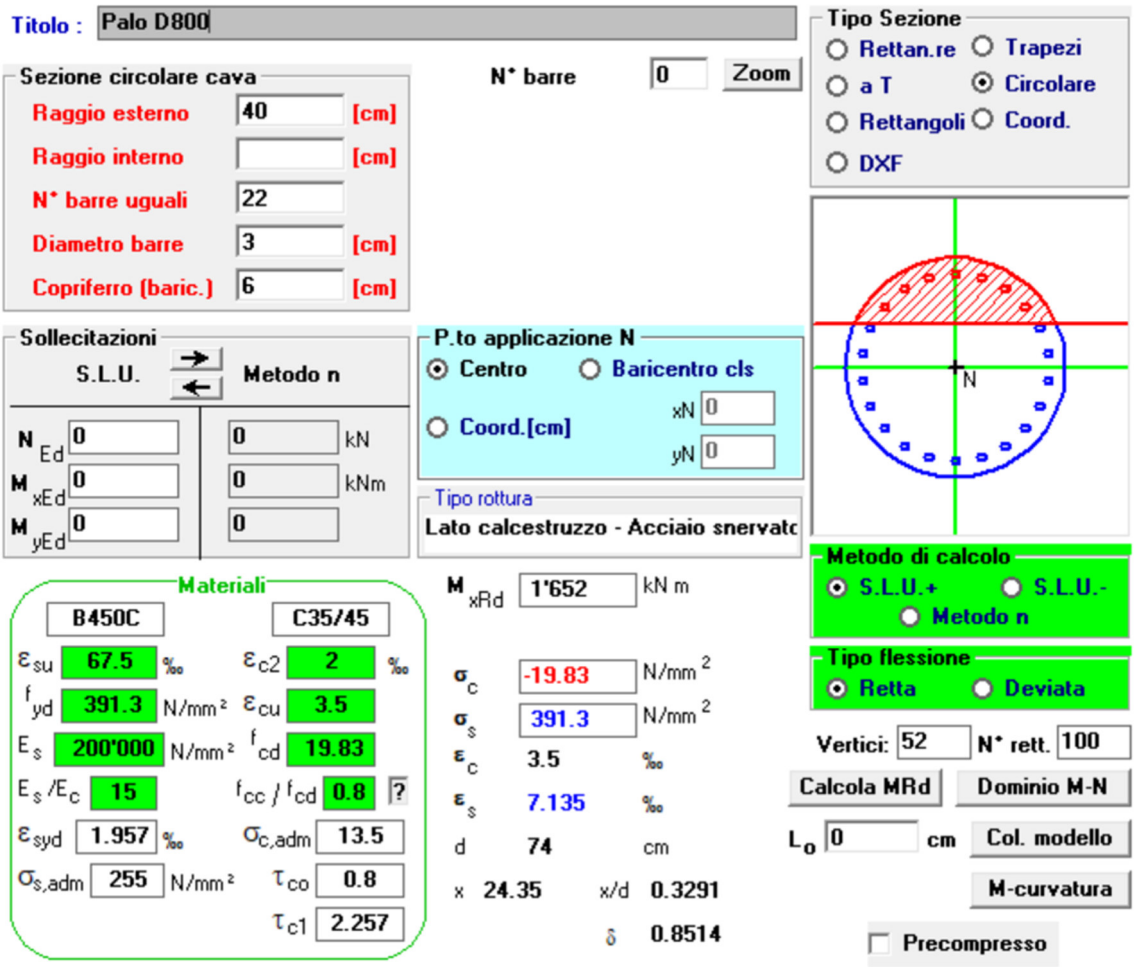
Il grafico del momento così ricavato è di seguito riportato.

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-1260.1	127.1
	[Bm:1]	[Bm:6]

Momento flettente palo D800

Il massimo momento flettente del palo da 800 è pari a:

$$M_{Ed} = 1260{,}10\ kNm$$



Momento resistente sezione palo D800

La verifica a flessione del palo da 800 è soddisfatta dal momento che:

$$M_{Rd} = 1652\ kNm > M_{Ed} = 1260{,}10\ kNm$$

11. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

11.1. Tipo di analisi svolta

Le analisi svolte sono in campo lineare, condotte su un modello di calcolo tridimensionale ad elementi finiti, rappresentativo della condizione di progetto. Le valutazioni sui battimenti e le conseguenti valutazioni sul danneggiamento sono condotte in campo non lineare utilizzando l'analisi dinamica non lineare (time history). Le analisi e le verifiche vengono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, assumendo le azioni e le combinazioni previste dalle NTC 2018. Il software di calcolo utilizzato è SAP2000, uno tra i programmi scientifici per il calcolo strutturale ritenuto di sicura affidabilità. Le verifiche vengono condotte con il VIS, post processore del SAP2000. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate.

11.2. Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Il codice di calcolo utilizzato è il SAP2000 della Computers and Structures, Inc. (CSI), distribuito dalla "CSI Italia".

11.3. Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice, CSi Computers and Structures, Inc., ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

11.4. Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale è tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

11.5. Informazioni generali sull'elaborazione

Il programma prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione (diagnostica), del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti e quant'altro attraverso una tabella interrogativa dei risultati di calcolo. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

11.6. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati e controlli

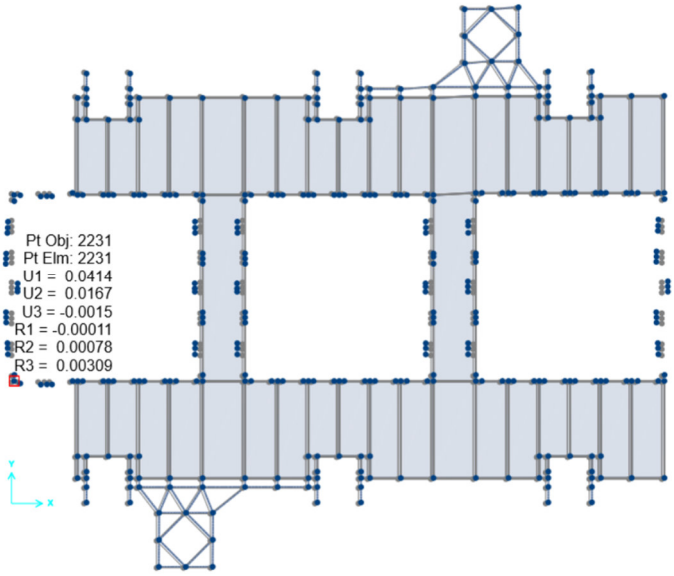
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quando detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

12. CONCLUSIONI

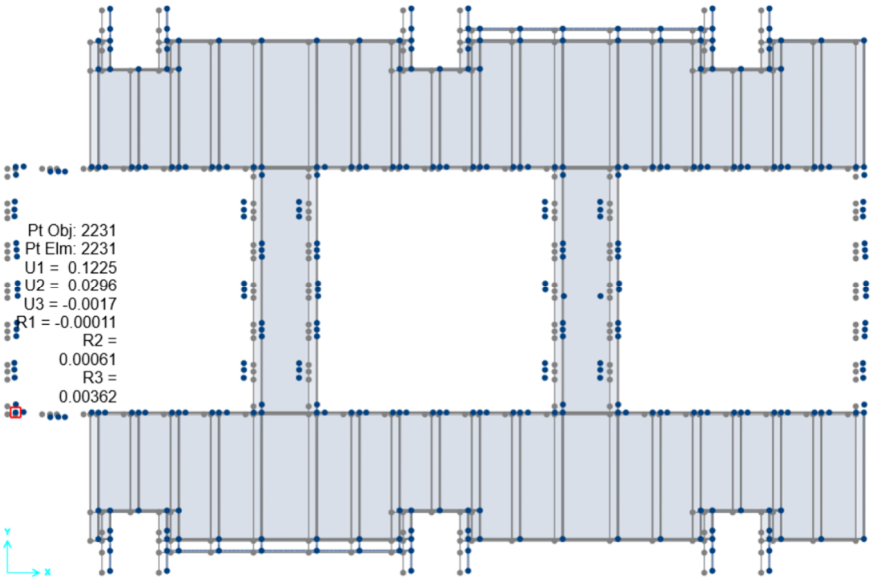
Come ampiamente dimostrato nelle analisi contenute nei precedenti capitoli, l'intervento proposto apporta notevoli benefici alla struttura esistente; in termini di riduzione degli spostamenti massimi sommitali, come mostrato di seguito, in termini di regolarizzazione della deformata della struttura ed infine anche in termini sensibili di riduzione delle accelerazioni, grazie al notevole contributo dissipativo fornito dalle torri.

SPOSTAMENTI ALLO SLV_TR

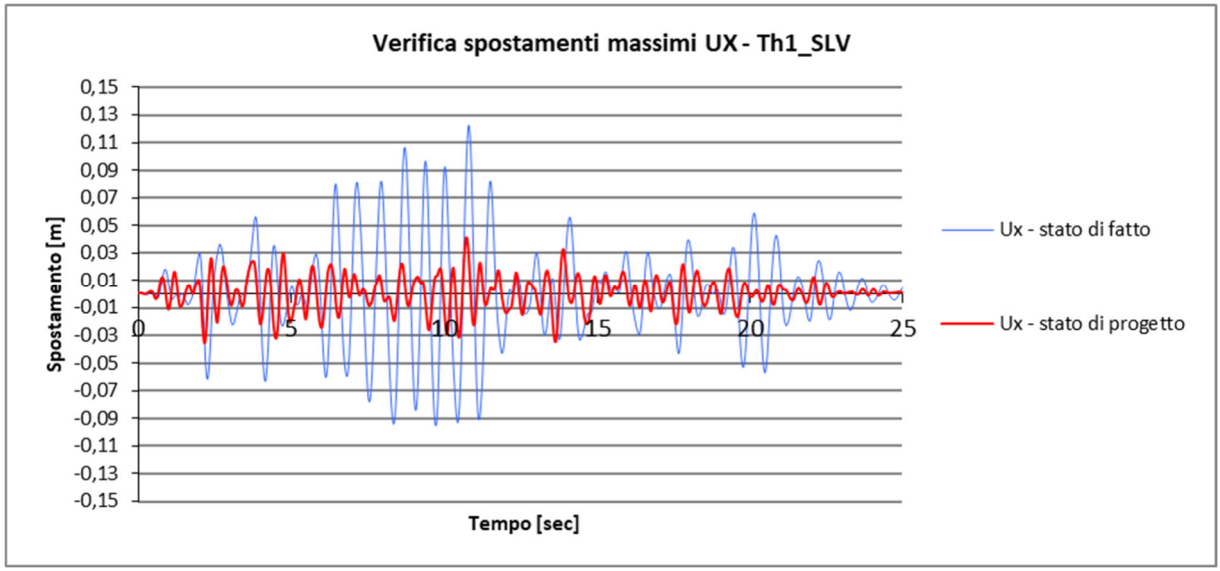
Spostamenti Th_SLV1_TR

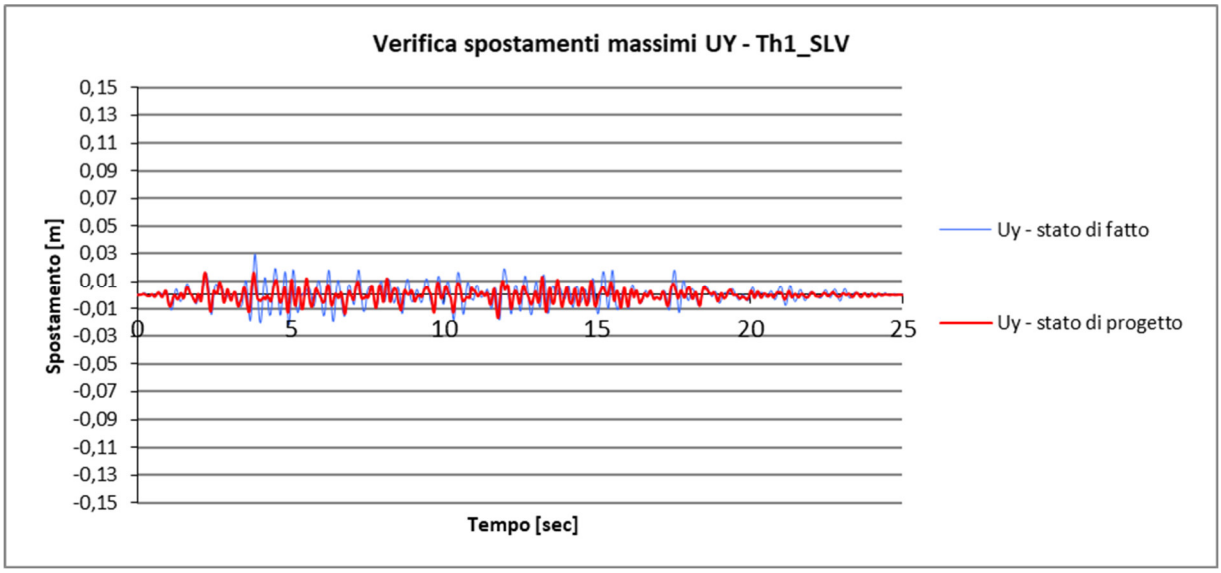


Stato di progetto



Stato di fatto





La riduzione degli spostamenti è più accentuata in direzione longitudinale X.

Nella situazione finale di progetto (SLV), gli spostamenti massimi registrati in sommità per il tempo di ritorno associato al livello di sicurezza pari a $\zeta_E = 1{,}0$ sono dell'ordine di 4,17 cm contro i 12,3 cm dello stesso nello stato di fatto. Pertanto l'intervento comporta una riduzione degli spostamenti di circa il 70%.

Per quanto riguarda i componenti non strutturali esistenti quali soffitti sospesi o a pannelli, lampadari su controsoffitti, tamponamenti interni non armati in muratura, ai sensi della tabella C8.7.6.3.I non sono oggetto né di valutazione né di adeguamento.

Tabella C8.7.6.3.I - *Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica*

Componente	Vulnerabilità [5]	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone [6]				Ancoraggi se nuovi nelle zone[7e8]			
Componenti architettonici											
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio					1			
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1				1	2		
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto					1	2		
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto					1	2		

Pertanto, in conclusione, con l'intervento si raggiunge un livello di sicurezza pari all'adeguamento con i relativi livelli di sicurezza $\zeta_E = 1{,}00$ per lo SLV ed il livello di sicurezza $\zeta_E = 1{,}00$ per lo SLO.